



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL



RODRIGO ROSSI DE OLIVEIRA

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE BLOCOS DE CONCRETO REFORÇADOS COM
FIBRAS DE AÇO SOBRE UMA ESTACA**

UBERLÂNDIA

2017

Agradecimentos

Se estou aqui hoje é graças a Deus que me deu força, saúde e determinação para superar os inúmeros obstáculos, lutar pelos meus sonhos e não desistir por mais que tudo apontasse para isso.

Aos meus pais por todo apoio, compreensão, por acreditar no meu potencial e pelas dificuldades enfrentadas para que eu pudesse realizar mais este sonho sem que nada me faltasse. Não há palavras suficientes para mostrar o quanto sou e serei grato por tudo que já fizeram.

A minha tia Josina por estar sempre do meu lado, me incentivando, ajudando e apoiando desde o instante em que eu cheguei a Uberlândia.

Agradeço imensamente à minha amiga Bárbara Caixeta por ter sido uma grande companheira nessa jornada. Muito obrigado por tudo, por estar presente nos momentos mais complicados, sua parceria foi fundamental para que pudéssemos realizar este estudo.

A todos meus amigos que de alguma forma ou em algum momento foram essenciais, seja pelo apoio ou pela ajuda fornecida. Agradeço especialmente àquelas pessoas, que mesmo não próximos a mim, participaram deste trabalho seja fornecendo algum material ou ajuda.

Aos professores Antônio Carlos dos Santos e Rodrigo Gustavo Delalibera pelos ensinamentos, pela colaboração e pelo desafio proposto. Este estudo contribui significativamente para me agregar conhecimento na área, além de ter me mostrado que consigo ter determinação, lutar por aquilo que eu quero e a não desistir fácil.

Por fim, quero agradecer a duas pessoas em especial que foram muito importantes na realização deste trabalho. Muito obrigado Cris, por nunca ter medido esforços em me ajudar e me orientar sempre com paciência, educação e força de vontade em tudo que eu precisei no laboratório. E muito obrigado Luana, por toda ajuda, disponibilidade, explicações e companheirismo no laboratório.

Resumo

Neste trabalho foi desenvolvido um estudo experimental com o objetivo de avaliar a influência da adição de fibras de aço no comportamento quanto à rigidez e no modo de ruptura de blocos de concreto sobre uma estaca. O plano experimental consistiu na confecção de 27 blocos divididos em três grupos. Adotou-se duas taxas de fibras correspondentes a 50 kg/m³ e 60 kg/m³ (0,64% e 0,77% em volume, respectivamente), sendo cada taxa característica de dois grupos distintos. O terceiro grupo, no qual não houve adição de fibras, foi tomado como referência para análise comparativa. Para cada grupo foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos para posteriormente realizar a caracterização do concreto utilizado através de ensaios de compressão axial e de resistência à tração por compressão diametral. Além disso, seis chapas metálicas com diferentes dimensões foram usadas nas faces dos modelos para representar a variação da seção dos pilares e das estacas. Para cada bloco de cada grupo combinou-se as três chapas metálicas para os pilares (10 cm x 10 cm, 12,5 cm x 12,5 cm e 15 cm x 15 cm) com as três chapas metálicas para as estacas (10 cm x 10 cm, 10 cm x 20 cm e 10 cm x 30 cm), totalizando, assim, nove possíveis combinações. Os blocos foram submetidos à carga centralizada. Os resultados experimentais obtidos indicaram que o uso de fibras de aço aumenta a carga máxima suportada pelo bloco, além de influenciar na propagação de fissuras favorecendo a um modo de ruptura menos abrupto, além de apresentar um aumento significativo na resistência à tração por compressão diametral. A rigidez dos blocos é afetada principalmente pelas dimensões correspondentes às chapas metálicas que simularam as estacas. A variação de taxas de fibras também interfere na rigidez dos blocos quando fixada a seção de pilar e seção de estaca. Os resultados apontam para a existência de um volume crítico de fibras crítico, que caso utilizado, potencializa as capacidades resistentes do bloco.

Palavras-chave: Blocos sobre estacas. Blocos de coroamento. Fibras de Aço. CRFA. Análise experimental.

Abstract

In this work, an experimental study was developed with the objective of evaluating the influence of the addition of steel fibers in behavior in relation to the rigidity and the way of breaking of one pile caps. The experimental plan has consisted in the construction of 27 blocks divided into three groups. Two fiber rates corresponding to 50 kg / m³ and 60 kg / m³ (0.64% and 0.77% in volume, respectively) were adopted, being each rate characteristic of two distinct groups. The third group, which one there was no addition of fibers, was taken as reference for comparative analysis. For each group, 12 cylindrical specimens were molded to later characterize the used concrete by axial and diametrical compression tests. In addition, six metal plates of different sizes were used on the faces of the models to represent the section variation of the columns and piles. For each block of each group, the three metal plates for the columns (10 cm x 10 cm, 12,5 cm x 12,5 cm e 15 cm x 15 cm) were combined with the three metal plates for the piles (10 cm x 10 cm, 10 cm x 20 cm e 10 cm x 30 cm), thus totalizing nine possible combinations. The blocks were subjected to centralized load. The experimental results indicate the use of steel fibers increases the maximum load supported by the pile cap, influences the propagation of cracks favoring a less abrupt rupture mode, besides presenting a significant increase in tensile strength by diametrical compression. The stiffness of the pile caps is affected mainly by corresponding dimensions of the metal plates which simulated the piles. The variation of fiber rates also interferes with the stiffness of the pile caps when the section of the column and the section of the pile is fixed. The results point to the existence of a critical fiber volume, which one, if used, potentiates the strength abilities of the pile cap.

Keywords: Pile caps. Steel Fibers. SFRC. Experimental analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fibras de aço soltas curtas (a) e longas (b) e longas coladas (c).	17
Figura 2 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem reforço de fibras.....	19
Figura 3 - Esquema de concentração de tensões para um concreto com reforço de fibras.	20
Figura 4 - Esquema de deformações ao longo da interface fibra matriz (A) e distribuição de tensões de cisalhamento elásticas (B).....	21
Figura 5 - Esquema de distribuição de tensões de cisalhamento elástico e de atrito ao longo de uma fibra.....	21
Figura 6 - Prismas de concreto reforçados com fibras em teores abaixo (A), acima (B) e igual ao volume crítico de fibras rompidos à flexão.	23
Figura 7 - Tensão ao longo de uma fibra em função de seu comprimento crítico.	24
Figura 8 - Estágios de fissuração do concreto convencional.....	28
Figura 9 - Resultados de resistência à tração por meio de ensaios de compressão diametral. .	30
Figura 10 - Distribuição de fibras de aço para cada aplicação no Brasil.....	33
Figura 11 - Esquema do caminho das tensões principais de compressão.	35
Figura 12 - Adaptação de bloco parcialmente carregado para Modelo de Bielas e Tirantes. ..	36
Figura 13 - Fibras de aço.	42
Figura 14 - Matriz do concreto com adição de fibras de aço.	44
Figura 15 - Ensaio de abatimento do tronco de cone.	45
Figura 16 - Corpos-de-prova moldados em fôrmas metálicas cilíndricas.	46
Figura 17 - Fôrmas dos blocos (a), adensamento (b), regularização da superfície (c), blocos regularizados (d).....	47
Figura 18 - Disposição dos corpos-de-prova cilíndricos.	48
Figura 19 - Ensaio de compressão com corpos-de-prova retificados.....	48
Figura 20 - Ensaio de tração por compressão diametral.....	49
Figura 21 - Peças de madeira perfuradas (a) e com LVDT encaixado (b,c e d).....	50

Figura 22 - Procedimentos para a realização do ensaio.	52
Figura 23 - Sistema de ensaio.	53
Figura 24 – Fases de propagação de uma das fissuras responsável pela ruína de um bloco sem adição de fibras de aço.	60
Figura 25 – Blocos partidos após atingir sua ruína.	61
Figura 26 – Fissuras de um bloco reforçado com fibras de aço.	62
Figura 27 – Curvas Força <i>versus</i> Deformação dos blocos com seções de estaca 15 cm x 15 cm e pilar 10 cm x 20 cm.	64
Figura 28 - Curvas Força <i>versus</i> Deformação dos blocos com seções de estaca 10 cm x 10 cm e pilar 10 cm x 10 cm.	64
Figura 29 - Curvas Força <i>versus</i> Deformação dos blocos com seções de estaca 12,5 cm x 12,5 cm e pilar 10 cm x 20 cm.	65
Figura 30 – Curvas Carga por Deformação para pilares 10 cm x 30 cm e 10 cm x 10 cm do Grupo II.	66
Figura 31 - Curvas dos blocos ensaiados com a combinação estaca 15 cm x 15 cm com pilar 10 cm x 30 cm, variando-se taxa de fibras e de armadura.	67

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibra.....	15
Tabela 2 - Tipologia e classificação das fibras de aço de acordo com a ABNT NBR 15530: 2007.	16
Tabela 3 - Razões para aplicação de CRFA nos diversos tipos de estruturas.	33
Tabela 4 - Variação dos ensaios dos blocos por grupos.	38
Tabela 5 - Consumo de materiais, kg/m ³	39
Tabela 6 - Traço para as diferentes taxas de fibras.....	40
Tabela 7 - Consumo de materiais para ambas as taxas de fibras.....	41
Tabela 8 - Quantidade total de materiais utilizados por grupo.....	43
Tabela 9 - Abatimento do tronco de cone e quantidade de aditivo.	45
Tabela 10 - Distribuição de corpos-de-prova cilíndricos por ensaio e por grupo.	48
Tabela 11 – Resultados médios de resistência à compressão por grupo.	54
Tabela 12 – Resultados médios de resistência à tração por grupo.	55
Tabela 13 – Cargas máximas suportadas por cada bloco ensaiado de acordo com seu respectivo grupo e combinação da seção do pilar com a seção da estaca.....	56
Tabela 14 - A carga média máxima suportada por grupo.....	57
Tabela 15 – Carga média máxima suportada por seção de pilar para o Grupo I.....	57
Tabela 16 - Carga média máxima suportada por seção de pilar para o Grupo II.	57
Tabela 17 - Carga média máxima suportada por seção de pilar para o Grupo III.....	58
Tabela 18 - Carga média máxima suportada por seção de estaca para o Grupo I.....	58
Tabela 19 - Carga média máxima suportada por seção de estaca para o Grupo II.....	58
Tabela 20 - Carga média máxima suportada por seção de estaca para o Grupo III.	58

Sumário

1	Introdução.....	11
2	Objetivo.....	13
3	Concreto com adição de fibras de aço.....	13
3.1	Materiais compósitos.....	13
3.2	Fibras de aço.....	15
3.3	Concreto Reforçado com Fibras de Aço	17
3.3.1	<i>Considerações iniciais</i>	<i>17</i>
3.3.2	<i>Interação fibra-matriz.....</i>	<i>18</i>
3.3.3	<i>Volume crítico de fibras</i>	<i>22</i>
3.3.4	<i>Comprimento crítico</i>	<i>23</i>
3.3.5	<i>Dosagem de concretos com fibras de aço.....</i>	<i>24</i>
3.3.6	<i>Trabalhabilidade.....</i>	<i>25</i>
3.3.7	<i>Tenacidade</i>	<i>27</i>
3.3.8	<i>Comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras de aço</i>	<i>28</i>
3.3.9	<i>Aplicabilidade do concreto reforçado com fibras de aço.....</i>	<i>32</i>
4	Blocos de coroamento	34
4.1	Considerações gerais	34
4.2	Blocos sobre uma estaca	34
5	Programa experimental	37
5.1	Traços adotados.....	39
5.1.1	<i>Traço para concreto sem adição de fibras de aço.....</i>	<i>39</i>
5.1.2	<i>Traço para concreto com adição de fibras de aço</i>	<i>40</i>
5.2	Materiais.....	41
5.2.1	<i>Cimento Portland CP IV 32 RS.....</i>	<i>41</i>
5.2.2	<i>Agregado miúdo</i>	<i>41</i>
5.2.3	<i>Agregado graúdo.....</i>	<i>42</i>

5.2.4 Aditivo.....	42
5.2.5 Fibras de aço	42
5.3 Moldagem dos blocos e dos corpos-de-prova cilíndricos.....	43
5.4 Procedimentos para ensaio dos blocos e dos corpos-de-prova cilíndricos	47
5.4.1 Ensaio dos corpos-de-prova cilíndricos	47
5.4.2 Ensaio dos blocos de concreto	49
6 Apresentação e análise dos resultados	53
6.1 Resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos.....	54
6.2 Resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova cilíndricos.....	54
6.3 Carga máxima suportada pelos blocos	55
6.4 Modo de ruptura dos blocos	59
6.5 Avaliação da rigidez dos blocos	62
7 Conclusão	67
Referências.....	70
APÊNDICE A - Ordem dos ensaios por grupo.....	72
APÊNDICE B - Os resultados de resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos para os concretos com e sem adição de fibras de aço	74
APÊNDICE C - Os resultados de resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova cilíndricos para os concretos com e sem adição de fibras de aço	72
APÊNDICE D - Gráficos Carga <i>versus</i> Deformação para primeira variância.	75
APÊNDICE E - Gráficos Carga <i>versus</i> Deformação para segunda variância.	80

1 Introdução

O concreto é o material estrutural mais empregado nas construções em nível mundial. Pode-se encontrá-lo em inúmeras obras, desde residências até obras complexas e de grande porte. O sucesso do concreto está relacionado com uma série de características que figuram como vantagens na sua utilização, entre elas, custo relativamente baixo, já que o material é resistente e durável.

De uma forma geral, o concreto foi inventado pelo homem com a intenção de se criar um material homogêneo com resistência similar às das rochas naturais, mas que apresente uma maleabilidade quando no estado fresco e que viabilize sua modelagem em infinitas possibilidades de variações de formato (CONCRETO & CONSTRUÇÕES, 2009).

O concreto convencional, aquele comumente usado na construção civil e que não apresenta nenhuma característica especial, possui limitações como pouca resistência à tração e baixa capacidade de deformação anterior à ruptura por tração, caracterizando seu comportamento de material frágil. Para auxiliar na solução desses problemas, nos últimos anos houve um desenvolvimento considerável do estudo de concretos reforçados com fibras.

Segundo Bentur e Mindess (2007), as fibras não são adicionadas com o intuito de aumentar a resistência, apesar de que modestas melhorias dessa propriedade ocorram. Contudo, o papel central das fibras agindo como um reforço secundário está em controlar a fissuração do concreto reforçado, e alterar o comportamento desse material a partir do momento que a matriz começa a fissurar. Estudos apontam que a principal atribuição em incorporar fibras de aço ao concreto está no retardamento da propagação de microfissuras durante o carregamento e, assim, prover uma melhor ductilidade na fase pós-fissuração. Os resultados esperados são um concreto com maior durabilidade e com alta resistência à flexão, aos esforços dinâmicos (fadiga e impacto) e maior absorção de energia.

A ideia da implementação do concreto reforçado com fibras de aço (CRFA) é para o conhecimento de uma alternativa visando melhores desempenhos e vantagens quando comparado ao uso do concreto convencional para elementos estruturais como blocos de coroamento para fundações.

Cada obra possui suas particularidades, dessa forma, para a escolha do melhor tipo de fundação é importante um estudo prévio. Estacas são empregadas quando as camadas superficiais do solo são pobres ou fracas, ou seja, incapazes de suportar as ações provenientes da superestrutura, assim, sua função é transmitir as cargas através do atrito lateral que se desenvolve entre o solo e a estaca até uma camada de solo resistente mais profunda e que garanta o apoio adequado. Quando se utiliza fundação em estacas, faz-se necessário construir outro elemento estrutural denominado bloco de coroamento, também conhecido como bloco sobre estacas.

O bloco sobre estacas é um componente estrutural volumétrico fundamental cuja função é transferir as ações da superestrutura para um grupo de estacas. Esse elemento estrutural, apesar de ser essencial para a segurança da superestrutura, geralmente não possibilita a inspeção visual quando em serviço, sendo, assim, importante o conhecimento de seu real comportamento através de análises experimentais. Mesmo que blocos sobre uma estaca sejam mais comuns em construções de pequeno porte, como casas térreas, sobrados, galpões, entre outros, onde a carga vertical oriunda do pilar é, geralmente, de baixa intensidade, a escolha de estudo desse elemento estrutural justifica-se pela importância que o mesmo tem na estrutura de uma edificação.

Desse modo, esse trabalho tem como foco obter resultados através da análise do comportamento quanto à rigidez, às propriedades mecânicas de blocos de CRFA sobre uma estaca. Se esses resultados se mostrarem satisfatórios, a adição de fibras de aço à matriz do concreto pode otimizar técnicas construtivas para esse elemento estrutural. Por exemplo, em relação à armadura utilizada, a incorporação de fibras de aço ao concreto talvez colabore para a diminuição da área de aço calculada e, conseqüentemente, na intensificação das capacidades resistentes desses tipos de blocos de fundação.

Atualmente, diversas construções aplicam o concreto reforçado com fibras de aço em suas obras. É possível observar sua utilização em pisos industriais, revestimento de túneis, reforços de pavimentos, entre outros. Analisando o crescente interesse da construção civil na aplicação de materiais compósitos em seus processos construtivos devido ao seu bom desempenho na prática, o tema desse trabalho passa a ser importante na contribuição do desenvolvimento do estudo desses materiais.

Há uma carência no Brasil em relação à normatização quanto ao uso de fibras de aço para reforço de concretos. Não há uma norma nacional que possa avaliar o comportamento mecânico

e nem instruir a dosagem de concretos reforçados com fibras de aço, apenas a ABNT NBR 15530: 2007, que na verdade é uma especificação das fibras de aço para concreto. Por mais que haja uma quantia expressiva de publicações de estudos experimentais sobre reforço de múltiplos tipos de elementos estruturais com fibras de aço, nota-se uma grande dificuldade em encontrar material que tenha abordado como tema de estudo a adição de fibras de aço a blocos de fundação.

Ao final desse trabalho espera-se que o mesmo possa contribuir com informações e resultados importantes ao meio técnico, além de incentivar futuras pesquisas com o intuito de comprovar que os ganhos em algumas propriedades são capazes de tornar o emprego desse material mais recorrente em variados elementos estruturais.

2 Objetivo

O objetivo desse trabalho é avaliar experimentalmente a influência da adição de fibras de aço em blocos de concreto sobre uma estaca, levando-se em consideração a variação das seções transversais dos pilares e das estacas. Os objetivos específicos são:

- analisar o comportamento quanto ao modo de ruptura e à rigidez dos blocos de concreto reforçado com fibras de aço submetidos à ação de força central através de ensaios compressão;
- avaliar a influência do teor de fibras nas propriedades analisadas;
- comparar os resultados obtidos dos blocos reforçados com blocos referência, ou seja, sem adição de fibras de aço.

3 Concreto com adição de fibras de aço

3.1 Materiais compósitos

Desde a antiguidade os compósitos vêm sendo utilizados na construção civil, a qual está sempre buscando novas possibilidades tecnológicas. Segundo Bentur e Mindess (1990), o primeiro compósito fabricado em escala industrial e desenvolvido por Hatschek em 1900 foi o fibrocimento, ou também conhecido como cimento asbesto, que é um composto de cimento com fibra de amianto.

Segundo Strong (2008 *apud* ARIF, 2014), os materiais compósitos são materiais sólidos cuja matriz envolve outro material com objetivo de aumentar as suas propriedades mecânicas. Em relação à sua aplicação em elementos estruturais, os compósitos apresentam como vantagens: o aumento da ductilidade de materiais frágeis como o concreto, o aumento da resistência à fadiga e à ruptura, rigidez elevada, boa resistência ao impacto baixa expansão térmica e baixa condutividade elétrica. Já algumas desvantagens dos compósitos são: elevado custo do material, falta de normatização para aprovação dos projetos, possui baixa ductilidade para os metais, temperatura limitada e dificuldade na identificação dos danos internos.

Um material compósito que vem ganhando espaço na construção civil é o concreto reforçado com fibras, cuja matriz é formada pela pasta de cimento, à qual são incorporados os agregados graúdo e miúdo as fibras. As fibras são elementos descontínuos, cujo comprimento é bem maior que a maior dimensão da seção transversal, e aleatoriamente distribuídos na matriz (ARIF, 2014).

De acordo com Arif (2014), os tipos de fibras que têm sido usadas apresentam várias formas e tamanhos e são produzidas em aço, polímeros, vidro e materiais de origem natural. Contudo, as fibras de aço são as mais utilizadas atualmente.

Para uma classificação básica das fibras, o módulo de elasticidade e a resistência mecânica são as propriedades mais importantes, pois elas que definirão a capacidade de reforço que a fibra pode acrescentar ao concreto (FIGUEIREDO, 2011).

Em relação ao módulo de elasticidade, as fibras são caracterizadas em fibras de baixo módulo e de alto módulo. Aquelas que possuem o módulo de elasticidade inferior ao do concreto endurecido, por exemplo, as de polipropileno e náilon, são conhecidas com fibras de baixo módulo. Enquanto as que possuem o módulo de elasticidade superior ao do concreto são as fibras de alto módulo.

Segundo Figueiredo (2011), as fibras de aço são caracterizadas por possuírem alta resistência e alto módulo de elasticidade, atuando, dessa forma, como um reforço do concreto em estado endurecido, em alguns casos podendo até substituir a armadura convencional. Há outras fibras que apresentam maior capacidade resistente, por exemplo, as fibras de carbono, porém, esses tipos de fibra por conta de seu elevado custo acabam por não serem utilizadas como reforço da

matriz de concreto. A Tabela 1 demonstra um comparativo de valores característicos para diferentes fibras, por exemplo, resistência à tração, módulo de elasticidade e deformação na ruptura.

Tabela 1 – Valores de resistência mecânica e módulo de elasticidade para diversos tipos de fibra.

Material	Diâmetro (µm)	Densidade (g/cm³)	Módulo de elasticidade (GPa)	Resistência à tração (GPa)	Deformação na ruptura (%)
Aço	5-500	7,84	190-210	0,5-2	0,5-3,5
GVidro	9-15	2,60	70-80	2-4	2-3,5
Amianto	0,02-0,4	2,6	160-200	3-3,5	2-3
Polipropileno fibrilado	20-200	0,9	1-7,7	0,5-0,75	8,0
Kevlar	10	1,45	65-133	3,6	2,1-4,0
Carbono	9	1,9	230	2,6	1,0
Nylon	–	1,1	4,0	0,9	13-15
Celulose	–	1,2	10	0,3-0,5	–
Acrílico	18	1,18	14-19,5	0,4-1,0	3
Polietileno	–	0,95	0,3	0,7x10 ⁻³	10
Fibra de madeira	–	1,5	71	0,9	–
Sisal	10-50	1-50	–	0,8	3,0
Matriz de cimento (para comparação)	–	2,50	10-45	3,7x10 ⁻³	0,02

Fonte: Bentur; Mindess, 1990 *apud* Figueiredo, 2011.

Analisando a Tabela 1 percebe-se que a fibra de aço apresenta um dos maiores módulos de elasticidade quando comparada às outras fibras, além disso, possuem valores consideráveis para a resistência à tração e a para a deformação na ruptura.

3.2 Fibras de aço

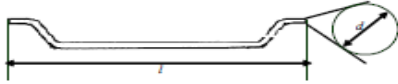
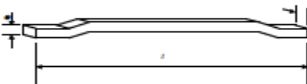
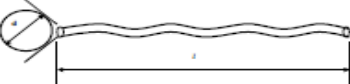
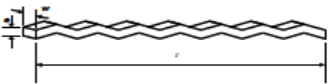
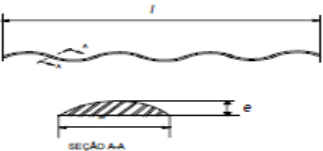
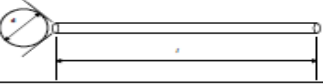
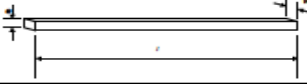
As fibras de aço devem seguir uma tipologia e classificação, além de obedecerem aos requisitos e tolerâncias específicas do material especificado pela norma ABNT NBR 15530: 2007. Essa norma exige um controle da geometria da fibra, da resistência do aço que lhe deu origem, da ductilidade mínima que é medida através da resistência ao dobramento desse material e dos valores mínimos para o fator de forma da fibra. Exigências que são indispensáveis para evitar a fragilização do compósito (FIGUEIREDO, 2011).

São previstos na norma tipos e classes de fibra. Em função de sua geometria, as fibras podem apresentar três tipos. Essa classificação pode ser vista na Tabela 2. O formato da seção trans-

versal dependerá do tipo de aço utilizado na produção da fibra que pode ser trefilado ou laminado. Assim, além dos tipos, a ABNT NBR 15530: 2007 aponta três classes de fibras que estão ligadas ao aço que lhe deram origem. Os tipos e as classes são:

- Tipo A: fibra de aço com ancoragens nas extremidades;
- Tipo C: fibra de aço corrugada;
- Tipo R: fibra de aço reta;
- Classe I: fibra oriunda de arame trefilado a frio;
- Classe II: fibra oriunda de chapa laminada cortada a frio;
- Classe III: fibra oriunda de arame trefilado e escarificado.

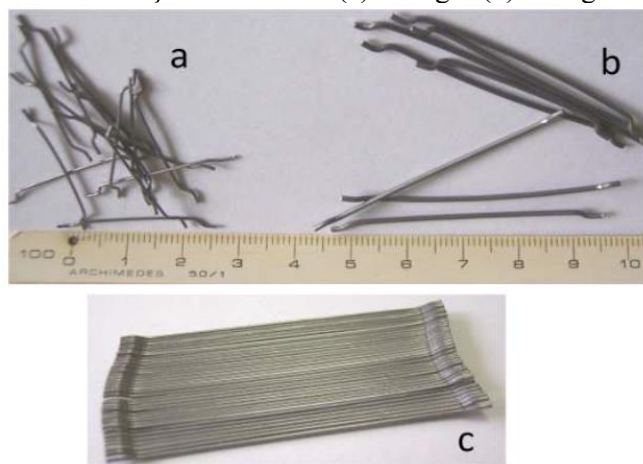
Tabela 2 - Tipologia e classificação das fibras de aço de acordo com a ABNT NBR 15530: 2007.

Tipo	Classe da fibra	Geometria
A	I	
	II	
C	I	
	II	
	III	
R	I	
	II	

Fonte: Figueiredo, 2011.

Comercialmente, as fibras de aço que possuem extremidades na forma de gancho têm comprimento variando de 25 mm, conhecidas como fibras curtas, a 60 mm, conhecidas como fibras longas (Figura 1b). Há a possibilidade de serem encontradas soltas (Figura 1a e 1b) ou coladas em pentes (Figura 1c). As coladas ajudam no processo de mistura e homogeneização do material.

Figura 1 - Fibras de aço soltas curtas (a) e longas (b) e longas coladas (c).



Fonte: Figueiredo, 2011.

3.3 Concreto Reforçado com Fibras de Aço

3.3.1 Considerações iniciais

De acordo com a ACI 554.1R (2002), a utilização de fibras para reforçar os materiais é uma solução para diversos problemas na construção civil, tais como efeitos de fluência, retração, efeito da temperatura e fissuração, os quais poderão ocorrer devido à combinação das tensões residuais que acontecem por causa da cura ou da hidratação. Portanto, a adição de fibras de aço ao concreto promove o aumento da capacidade de absorção de energia do composto, ou seja, a tenacidade é notadamente aumentada, formando, assim, o concreto reforçado com fibras de aço (CRFA). Além disso, podem ser observadas melhorias na qualidade do concreto, no que diz respeito à ductilidade pela redução da abertura de fissuras ao longo das peças estruturais. Esse fenômeno restringe parcialmente a penetração de substâncias agressivas no material, aumentando a sua vida útil.

Os primeiros estudos teóricos da década de 1960 sobre concretos reforçados com fibras trataram de estudar primeiramente o concreto reforçado com fibras de aço. A princípio, esse compósito era empregado para controle de fissurações e como reforço secundário em lajes, pavimentos e revestimentos de túneis (BENTUR; MINDESS, 2007). Segundo Vitor (2017), o CRFA foi usado estruturalmente pela primeira vez em 1971, para a produção de painéis desmontáveis em uma garagem de estacionamento de um dos aeroportos de Londres, o *Heathrow*.

O concreto habitual apesar de suas diversas vantagens, no entanto, possui certas limitações. Além disso, apresenta resistência à tração bem inferior à resistência à compressão cuja relação está, geralmente, em torno de 7% e 11% (MEHTA; MONTEIRO, 2008 *apud* FIGUEIREDO, 2011). De acordo com Figueiredo (2011), este comportamento está associado às fissuras que se formam ou já estão presentes no concreto, que prejudicam muito mais o material quando solicitado à tração do que à compressão.

Segundo Figueiredo (2000), a durabilidade dos concretos reforçados com fibras de aço pode ser relacionada com a diminuição da propagação das fissuras que, conseqüentemente, tem-se um aumento da resistência à entrada de agentes agressivos na estrutura. Desse modo, espera-se que ela apresente um desempenho superior em relação à durabilidade de concreto armado convencional.

Por dispor de um alto módulo de elasticidade, alta resistência à tração e ductilidade, as fibras de aço garantem uma elevação da tenacidade nas estruturas de concreto, colaborando para o aumento de sua resistência ao impacto e à fadiga e, conseqüentemente, da durabilidade dessas estruturas. De um modo geral, podem-se utilizar essas fibras metálicas para melhorar o comportamento do concreto reforçado no Estado Limite de Serviço (ELS), por meio do controle de fissuras e de suas aberturas (FIGUEIREDO, 2000).

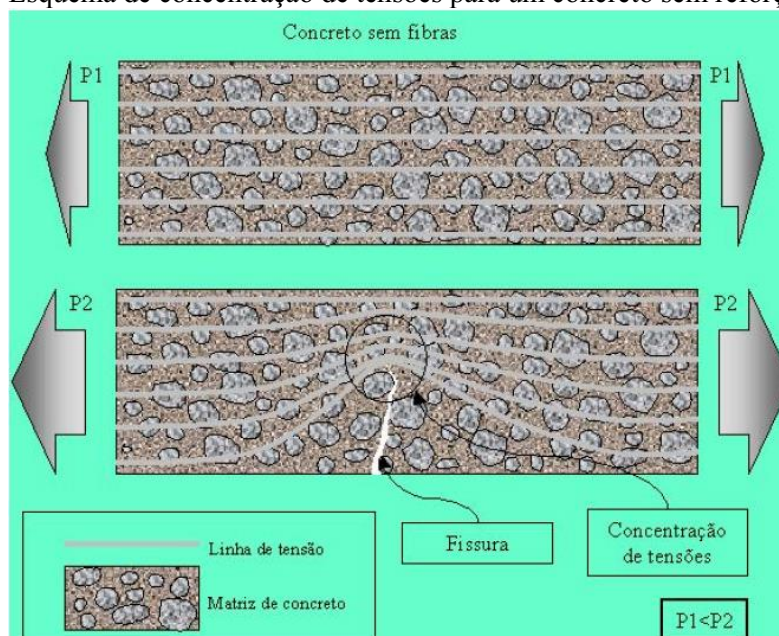
O CRFA possui uma singularidade que é a distribuição aleatória das fibras ao longo do material, reforçando não apenas uma posição específica, como acontece com as armaduras habituais, mas de uma forma geral toda a peça. Essa característica pode ser muito útil para estruturas contínuas, por exemplo, pavimentos, tipos de revestimento onde ocorre variação do posicionamento das tensões de tração ao longo do dia. Fato que é explicado em razão das variações de temperatura do ambiente, aquecendo a superfície superior durante o dia e resfriando-a durante a noite (FIGUEIREDO, 2011).

3.3.2 Interação fibra-matriz

Analisando-se o concreto convencional, ilustrado na Figura 2, uma fissura atuará como um empecilho à propagação de tensões ao longo de sua estrutura. Desse modo, as tensões são obrigadas a “desviar” seu caminho para se propagarem, implicando, assim, numa concentração de tensões na extremidade da fissura, e se eventualmente essa tensão ultrapassar a resistência da

matriz, a ruptura abrupta do material será inevitável, um comportamento característico de materiais frágeis, não podendo, dessa forma, contar com nenhuma capacidade resistente do concreto fissurado. (FIGUEIREDO, 2000).

Figura 2 - Esquema de concentração de tensões para um concreto sem reforço de fibras.

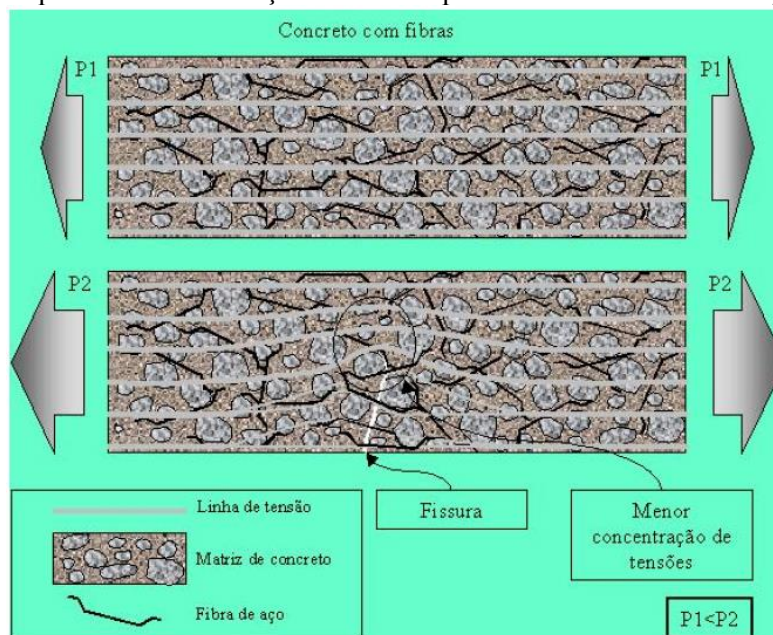


Fonte: Figueiredo, 2000.

A adição de fibras pode atuar como um reforço da matriz minimizando o comportamento frágil. Desse modo, a fibra passa a atuar como uma ponte de transferência de tensões pelas fissuras, que, conseqüentemente, contribui para diminuir a concentração de tensões nas extremidades das mesmas, como mostra na Figura 3, além de reduzir a velocidade de propagação das fissuras no concreto, que por tentar restringi-las, acabam necessitando de forças e energia suplementares para retirar ou romper as fibras. Assim, o concreto torna-se um material pseudodúctil que mesmo após sua fissuração continua apresentando uma resistência residual aos esforços nele aplicados. Essa modificação no comportamento está relacionada às características das fibras de aço e da matriz de concreto e, também, da sua interação (FIGUEIREDO, 2000).

Vários fatores influenciam a interação fibra-matriz. Dentre eles pode-se destacar o fator de forma das fibras, que corresponde à relação entre o comprimento e o diâmetro desse material, ancoragem das fibras na matriz, resistência à tração e da ligação fibra-matriz, teor de fibras adicionado e o comprimento da mesma que se encontra dentro da matriz de concreto fissurada (ARAUZ, 2002; FIGUEIREDO, 2011; ASLANI; NEJADI, 2012 *apud* VITOR, 2017).

Figura 3 - Esquema de concentração de tensões para um concreto com reforço de fibras.



Fonte: Figueiredo, 2000.

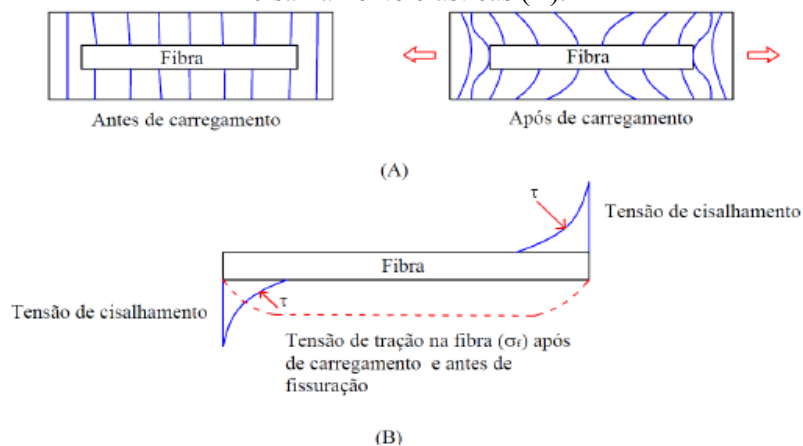
De acordo com Bentur e Mindess (2007), a eficiência das fibras na contribuição para a melhoria do comportamento mecânico de uma matriz frágil, como o concreto, depende, em grande parte, das interações fibra-matriz. Três tipos de interações são particularmente importantes: adesão física e química; atrito e ancoragem mecânica induzida por deformações na superfície da fibra ou por geometria complexa global (por exemplo, ondulações, ganchos, fibras deformadas).

Na fase de pré-fissuração, a transferência elástica de tensão é o mecanismo dominante, e os deslocamentos longitudinais na interface fibra-matriz são compatíveis de forma geométrica. A distribuição da carga externa entre as fibras e a matriz acontece através da tensão tangencial ou tensão cisalhante desenvolvida na interface devido à diferença entre os módulos de elasticidade da fibra e da matriz, de modo que as tensões desses dois componentes na interface permanecem as mesmas. Essa transferência tangencial elástica é o principal mecanismo a ser considerado para presumir o limite de proporcionalidade e a primeira tensão de fissuração do compósito. Na Figura 4 pode-se observar que a distribuição das tensões tangenciais elásticas ao longo da interface fibra-matriz não ocorre de maneira uniforme (BENTUR; MINDESS, 2007).

Segundo Bentur e Mindess (2007), na matriz não fissurada, em estágios mais avançados de carregamento, geralmente ocorre-se um descolamento na interface entre a fibra e a matriz, fazendo com que o mecanismo de transferência de tensões elásticas passe a acontecer por atrito. A Figura 5 ilustra essa transição que ocorre quando as tensões interfaciais de cisalhamento

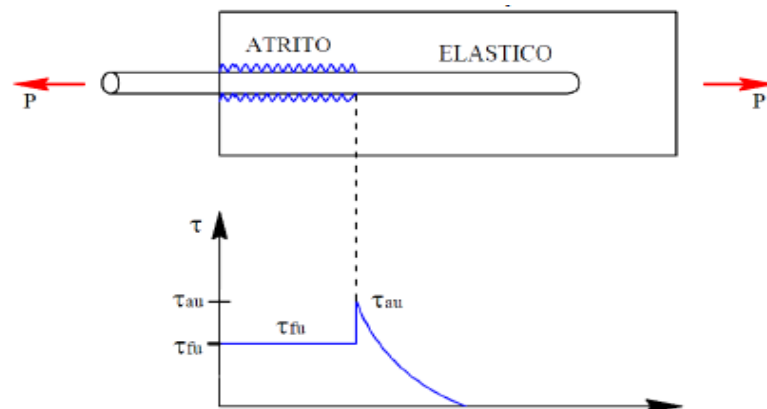
devido ao carregamento ultrapassam o limite de resistência ao cisalhamento (τ_{au}) da interface fibra-matriz e o processo de descolamento entre fibra e matriz iniciado quando essa tensão é excedida e onde as tensões de atrito começam a atuar. A tensão τ_{fu} é a máxima tensão tangencial de atrito que pode ocorrer na interface. De acordo com Vitor (2017), pode-se também perceber na Figura 5 que a tensão de atrito desenvolvida é uniforme ao longo da fibra, caso que não acontece com a tensão elástica.

Figura 4 - Esquema de deformações ao longo da interface fibra matriz (A) e distribuição de tensões de cisalhamento elásticas (B).



Fonte: Fonte: Bentur; Mindess (1990) *apud* Arif (2014).

Figura 5 - Esquema de distribuição de tensões de cisalhamento elástico e de atrito ao longo de uma fibra.



Fonte: Bentur; Mindess (1990) *apud* Arif (2014).

Esses modelos de transferência de tensões na matriz na fase de pré-fissuração foram concebidos para fibras retas, lisas e geralmente com seção circular (BENTUR; MINDESS, 2007). Entretanto, de acordo com Vitor (2017), na prática são utilizadas fibras que possuem geometrias mais complexas com dispositivos de ancoragem mecânica, dificultando a aplicação qualitativa e quantitativa dos modelos.

Assim como acontece para a matriz não fissurada, os mecanismos de transferência de tensão na fase pós-fissuração são constituídos por uma parcela elástica e outra parcela de atrito. A principal diferença está no fato de que na matriz fissurada as fibras que atravessam as fissuras são tracionadas para fora da matriz e a máxima tensão cisalhante ocorre no ponto onde a fibra entra na matriz (BARTOS, 1981, BENTUR; MINDESS, 2007 *apud* VITOR, 2017).

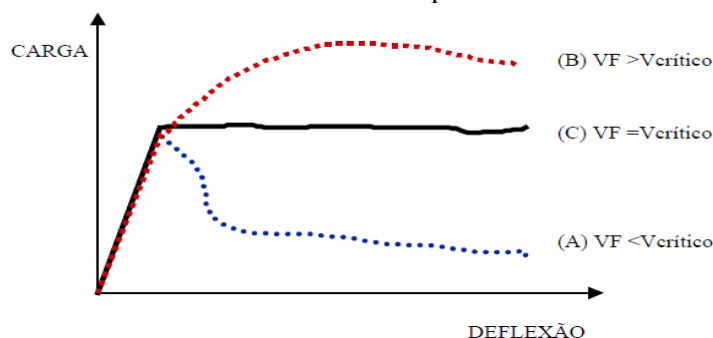
Nos processos de interação fibra-matriz na fase pós-fissuração as fibras podem se comportar de quatro formas: fibra atuando como ponte de transferência de tensões; desligamento da fibra matriz; extração da fibra ou deslizamento e ruptura da fibra (SINGH; SHUKL; BROWN, 2004 *apud* ARIF, 2014).

Portanto, o princípio do comportamento dos concretos reforçados com fibras de aço está relacionado com a função exercida pelas fibras de atuarem como uma ponte de transferência de tensão pelas fissuras que aparecem no momento da ruptura da matriz. Essa ponte de transferência está ligada à eficiência das fibras que apresentam uma capacidade que depende de modo direto da taxa de fibras utilizada. Dessa maneira, quanto maior for a taxa, maior será o número de fibras funcionando como ponte de transferência de tensão ao longo da fissura que, consequentemente, contribui para o aumento do reforço pós-fissuração do compósito (FIGUEIREDO, 2000).

3.3.3 Volume crítico de fibras

De acordo com Figueiredo (2000), o teor de fibras que está relacionado à manutenção da resistência do compósito após a ruptura da matriz é o que define o volume crítico das fibras. Para volumes acima do crítico, há a possibilidade do compósito aceitar níveis de carregamento crescentes posterior à fissuração da matriz. Enquanto que no caso do volume ser abaixo do crítico, o material tende a suportar uma carga inferior à esperada no instante em que a matriz começa a se romper. A Figura 6 mostra a representação deste conceito, onde as curvas do gráfico são a reprodução do comportamento de prismas de concretos com fibras rompidos à flexão em relação à carga por deflexão. O estágio pré-fissurado da matriz do compósito é demonstrado pelo trecho elástico linear inicial. No trecho similar a um patamar de escoamento, pode-se diferenciar o comportamento do concreto reforçado com teores abaixo, acima e igual ao volume crítico.

Figura 6 - Prismas de concreto reforçados com fibras em teores abaixo (A), acima (B) e igual ao volume crítico de fibras rompidos à flexão.



Fonte: Figueiredo (2000).

Hannant (1978 *apud* ARIF, 2014) afirma que se o volume crítico de fibras para reforço for atingido, é possível que haja o surgimento de múltiplas fissuras na matriz, uma situação desejável. O motivo de tal desejo está ligado, basicamente, na transformação de um material frágil de fratura única e de baixo consumo de energia para um material pseudodúctil, cujo comportamento mecânico exibe um melhor desempenho na absorção de sobrecargas e choques sofrendo baixos danos.

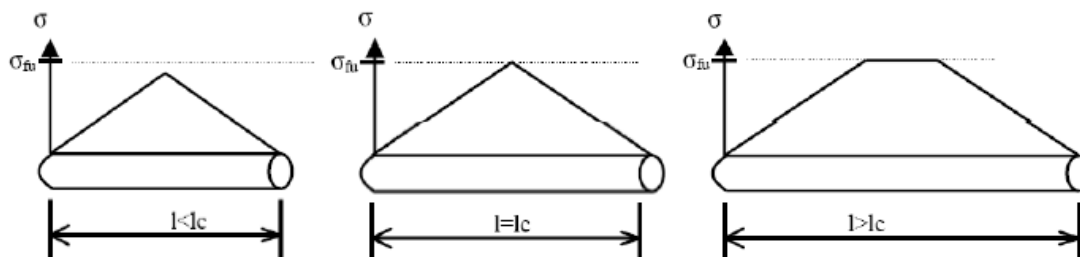
3.3.4 Comprimento crítico

Outro fator que influencia o comportamento do CRFA é o comprimento crítico (PASA, 2007). De acordo com Figueiredo (2000), a definição do comprimento crítico está associada ao modelo em que há a previsão da tensão entre a matriz e a fibra aumentando de forma linear das extremidades para o centro da mesma. Esta tensão atinge seu valor máximo no momento em que a tensão a qual a fibra está submetida se iguala à tensão de cisalhamento na interface fibra-matriz. Ou seja, havendo uma fissuração perpendicular à fibra na região de seu comprimento médio, a tensão no seu centro atinge o mesmo valor que a sua tensão de ruptura.

A representação das possíveis distribuições de tensão ao longo de uma fibra em função do seu comprimento crítico está ilustrada na Figura 7. Segundo Pasa (2007), pode-se observar que a fibra possuindo um comprimento menor que o crítico, a carga de arrancamento proporcionada pelo comprimento embutido na matriz não é suficiente para produzir uma tensão que supere a resistência da fibra. Desse modo, por conta da abertura da fissura, consequência do aumento da deformação, a fibra, que exerce o papel de ponte de transferência de tensões através da fissura, será arrancada do lado que possuir o menor comprimento embutido. Entretanto, quando a fibra tiver comprimento maior ou igual ao crítico, há a possibilidade de desenvolver na fibra uma

tensão de tração igual à sua resistência e, na situação que o comprimento da fibra ultrapasse o crítico, a ruptura do compósito acontecerá predominantemente por ruptura da fibra, por conta da melhor aderência e do reforço mais efetivo.

Figura 7 - Tensão ao longo de uma fibra em função de seu comprimento crítico.



Fonte: Adaptado de Bentur; Mindess (1990) *apud* Pasa (2007).

Nem toda vez, o aumento do comprimento da fibra está ligado a uma maior capacidade resistente da mesma pós-fissuração. Fibras com elevados comprimentos podem gerar duas situações indesejadas. A primeira em razão do aumento da área superficial da fibra é a redução da trabalhabilidade e da mobilidade do agregado graúdo. Enquanto a segunda situação está relacionada com a energia consumida na fratura da fibra, que é pequena quando comparada à energia para seu arrancamento (CARVALHO, 2012 *apud* VITOR, 2017).

3.3.5 Dosagem de concretos com fibras de aço

Para Figueiredo (2011), as fibras utilizadas para reforço de compósitos têm um papel considerável em relação ao custo final do concreto. Na prática, é comum fixar o consumo de fibras, independentemente das características da matriz e das próprias fibras. Assim, metodologias de dosagem que otimizem o seu consumo tornam-se importantes para o contexto econômico, bem como o desempenho adequado dos concretos reforçados com fibras, ou seja, definir o mínimo consumo necessário para atender às exigências de desempenho apropriado. Atualmente, propõe-se como metodologia de dosagem para os concretos com fibras são procedimentos experimentais que complementam aqueles já utilizados para o concreto habitual. Dessa forma, a metodologia de dosagem de concretos reforçados com fibras dependerá das circunstâncias de aplicação e, consequentemente, do tipo de fibra utilizada e das características necessárias para a matriz de concreto, a qual deve ser dosada de modo a atender as exigências de desempenho quanto à trabalhabilidade, resistência à compressão, resistência à tração na flexão etc. (HELENE; TERZIAN, 1992 *apud* FIGUEIREDO, 2000).

Não há necessidade de efetuar modificações nos procedimentos de dosagens para concretos convencionais segundo Bentur; Mindess (2007), quando baixos teores de fibras, menores que 0,5%, são utilizados. Contudo, para maiores volumes de fibras, a máxima densidade de empacotamento somente pode ser alcançada com um maior teor de finos na mistura, além do mais deve-se adotar métodos de dosagem que deem ênfase à trabalhabilidade do CRFA, já que essa propriedade tende a ser afetada devido à adição de fibras ao concreto.

3.3.6 Trabalhabilidade

Segundo Figueiredo (2000), mesmo que o CRFA apresente uma capacidade considerável de contenção da propagação das fissuras no compósito no estado endurecido, a adição de fibras modifica as condições de consistência do concreto fluido e, conseqüentemente, a sua trabalhabilidade.

O problema básico na manutenção da trabalhabilidade no concreto fresco está em introduzir um volume satisfatório de fibras uniformemente dispersas para se obter as melhorias desejadas no comportamento mecânico, de maneira que seja suficiente ao ponto de permitir uma mistura, adensamento e acabamento apropriados. O desempenho do concreto endurecido é melhor quando reforçado por fibras com um fator de forma maior, uma vez que essa propriedade contribui para uma melhor interação fibra-matriz. Entretanto, um fator de forma alto afeta a trabalhabilidade da mistura porque, de acordo com Figueiredo (2000), ao inserir fibras ao concreto fresco contribui-se também para o aumento da área superficial que demanda água de molhagem, aumentando a coesão e contribuindo para a perda de mobilidade do compósito no estado fresco. Desse modo, a quantidade de água disponível acaba não sendo suficiente para fluidificar a mistura.

No geral, os problemas de trabalhabilidade e de distribuição uniforme ampliam a medida que se aumenta o comprimento e o volume de fibras. Foram essas problemáticas que levaram ao desenvolvimento das fibras deformadas, atualmente utilizadas, as quais permitem que a ligação entre fibra e matriz seja alcançada de maneira mais eficaz através da ancoragem mecânica, fato muito mais eficiente que o mecanismo associado às fibras retas de tensões de cisalhamento que surgem na interface devido ao atrito (BENTUR; MINDESS, 2007).

Outro fator consequente da alteração da trabalhabilidade do concreto, que Figueiredo (2011) levanta, é que para maximizar o desempenho do CRFA, recomenda-se o uso de fibras com dimensões superiores a cerca de duas vezes a máxima dimensão do agregado. Assim, elas acabam proporcionando um bloqueio à sua mobilidade relativa, dificultando a fluidez da mistura. Dependendo da quantidade de fibras inseridas à matriz no estado fresco, Vitor (2017) afirma que pode ser necessário ajustar a relação água/cimento do traço, ou caso seja preferível, adicionar ou aumentar a quantidade de aditivos superplastificantes para que se mantenha a trabalhabilidade.

O ACI 544.3R (2008) sugere que a avaliação da consistência de concretos reforçados com fibras pode ser feita pelo ensaio de abatimento de tronco de cone, sendo que o valor obtido no ensaio deve estar no intervalo entre 25 mm e 175 mm. A norma ainda ressalta que o resultado do ensaio pode ser influenciado pelo teor de cimento, teor de agregado miúdo, forma e granulometria do agregado graúdo e o tipo da fibra com suas respectivas características dimensionais e de rigidez. Porém, segundo Vitor (2017), alguns autores julgam esse ensaio pouco aplicável ao CRFA, pois não o consideram como um bom parâmetro de avaliação, além da possibilidade de ser dúbio devido às suas condições estáticas. Em geral, recomendam-se utilizar o efeito dinâmico nos ensaios de trabalhabilidade.

Segundo esses autores, o ensaio de VeBe é o mais adequado para a caracterização da trabalhabilidade do CRFA, uma vez que o mesmo avalia a resposta do concreto sob vibração. Neste ensaio, é moldado um cone padrão do ensaio de abatimento de tronco de cone, posteriormente o molde é removido e um disco transparente é colocado sob a superfície do cone recém-moldado. Em seguida, o disco é vibrado sob frequência controlada até que toda a superfície do disco esteja coberta por argamassa. O tempo em segundos para que este processo ocorra é chamado de tempo de VeBe (VITOR, 2017).

De acordo com Figueiredo (2011), é exatamente importante verificar a trabalhabilidade de concretos com fibras de aço para a definição do seu comportamento mecânico. O mau adensamento do concreto pode afetar a homogeneidade na distribuição das fibras no mesmo, prejudicando, assim, a atuação de maneira otimizada das fibras como ponte de transferência de tensões ao longo das fissuras. Efeito particularmente negativo em CRFA com finalidade estrutural.

3.3.7 Tenacidade

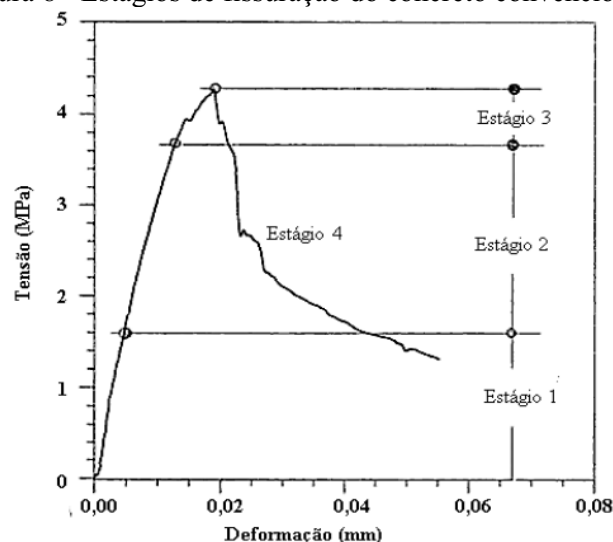
O conceito de tenacidade também está relacionado com CRFA, visto que por ser um material frágil, o concreto está suscetível à rápida propagação das fissuras e à ruptura por conta de pequenas deformações. Por esse motivo, uma das principais explicações para a incorporação de fibras de aço ao concreto é a alteração seu comportamento mecânico melhorando a sua capacidade de absorção de energia, já que a maior parte da energia até a ruptura provém da aderência entre a fibra e a matriz (ARIF, 2014; VITOR, 2017). Assim, a definição mais aceita nos dias de hoje para a tenacidade de concretos com fibras é a energia absorvida pelo compósito quando carregado, compreendendo a energia absorvida nos estágios de pré e pós-fissuração da matriz, momento em que as fibras passam a trabalhar de maneira mais ativa. Em outras palavras, é área abaixo da curva do gráfico carga por deslocamento que corresponde ao trabalho dissipado no material até um determinado nível de deslocamento (FIGUEIREDO, 2011).

A ruptura das estruturas de concreto é geralmente ocasionada pela propagação de fissuras de tração. Tendo como fundamento essa propagação de fissuras, a Figura 8 ilustra a divisão da curva tensão-deformação do concreto convencional em quatro estágios.

O Estágio 1 de fissuração, até 30% da carga de ruptura, o concreto é considerado teoricamente não fissurado. A resistência da matriz é atingida no Estágio 2, quando essa atinge cerca de 80% da tensão de pico; microfissuras internas começam a surgir e a se propagarem. No terceiro estágio, as fissuras internas começam a se concentrar em uma grande fissura que se propaga a medida que a carga aumenta. Após a tensão de pico inicia-se o Estágio 4, onde a grande fissura continua a se propagar mesmo que não exista aumento da tensão (NAAMAN; REINHARDT, 1995 *apud* VITOR, 2017).

Segundo Vitor (2017), o comportamento do compósito no Estágio 1 não é influenciado pela adição de fibras de aço ao concreto, a explicação está ligada ao fato de que teoricamente a matriz ainda não se encontra fissurada. Neste estágio inicial, tanto o concreto simples como o concreto com fibras de aço tendem a se comportar de maneira quase que linear até o primeiro ponto de fratura. Posteriormente à fissuração da matriz, a capacidade de carga do concreto convencional sofre uma redução rapidamente, enquanto o CRFA demonstra uma tenacidade considerável. Assim, a presença de fibras postergará a abertura de fissuras até o momento em que ocorra o arrancamento ou a ruptura da fibra que a entrecorta.

Figura 8 - Estágios de fissuração do concreto convencional.



Fonte: Adaptado de Naaman e Reinhardt (1995) *apud* Vitor (2017).

O proporcionamento adequado de agregados, da relação água/cimento e de outras adições no traço contribuem também para acréscimos na tenacidade, já que as propriedades das fibras não são as únicas responsáveis pelo melhor desempenho dos compósitos. Assim, passa a ser essencial considerar as características da matriz na metodologia de dosagem no que diz a respeito à sua trabalhabilidade e à sua resistência mecânica (FIGUEIREDO, 2011).

3.3.8 Comportamento mecânico do concreto reforçado com fibras de aço

A atuação das fibras ocorre através da transferência de tensão da matriz para a fibra por meio de alguma combinação de cisalhamento interfacial e intertravamento mecânico entre a fibra deformada e a matriz. Até o instante de fissuração da matriz, o carregamento é suportado tanto pela matriz quanto pelas fibras. Uma vez que a fissuração ocorre, as fibras passam a resistir toda a tensão que é transferida através das fissuras da matriz, até que elas se rompam completamente. Assim, enquanto fibras influenciam as propriedades mecânicas dos compósitos de cimento sujeitos a todos os tipos de carregamento, sendo particularmente eficazes sob tensões de tração direta, flexão, cisalhamento, impacto e fadiga, e menos efetivas quando sujeitas à carga de compressão (BENTUR; MINDESS, 2007).

3.3.8.1 Resistência à compressão

Por mais que o objetivo da adição das fibras não seja o aumento da resistência à compressão dos compósitos, vários estudos já foram feitos sobre concretos com fibras de aço nos quais a

resistência à compressão era avaliada de maneira secundária, e segundo Vitor (2017) não há consenso sobre o assunto nos estudos atuais. No geral não há métodos de ensaio específicos para essa propriedade. Os mesmos ensaios realizados para resistência à compressão de concreto simples são igualmente aplicáveis ao CRFA (BENTUR; MINDESS, 2007).

Bentur e Mendess (2007) apontam que a resistência à compressão da matriz sofre influência desprezível quando o teor de fibras incorporado ao concreto é menor que 2% e que mesmo altas taxas de fibras não contribuem para o aumento da resistência à compressão tanto quanto ao esperado. De acordo com Figueiredo (2000), alguns trabalhos indicam uma redução nos valores obtidos para a resistência à compressão como uma consequência da má compactação obtida com o material.

Vitor (2017) menciona certos estudos que analisaram o efeito de resistência à compressão em CRFA. Um observou aumentos entre 0% e 15% da resistência matriz reforçada com um teor de 1,5% quando comparada com o concreto habitual. Outro estudo já obteve um ganho máximo de 12,4% da resistência no concreto de alta resistência reforçado com fibra de aço para um volume de fibras igual a 1,5%.

No estudo realizado por Arif (2014) foi adotado as taxas de fibras de 0,38% e 0,77% que apresentaram ganhos de resistência de 14% e 18%, respectivamente. Mohammadi, Singh e Kaushik (2008 *apud* Vitor, 2017), obtiveram resultados de resistência à compressão relativos variando entre 3% a 26% com uma variação do teor de fibras de 1% a 2%. O ganho máximo de resistência relativa de 26% ocorreu com a adição de 2% de fibras curtas por volume. Bhargava, Sharma e Kaushik (2006 *apud* Vitor, 2017), apresentaram resultados semelhantes com um aumento relativo máximo de resistência de 17,41% para as amostras com 2% de volume de fibras curtas.

Já Sahoo e Sharma (2015 *apud* Vitor, 2017) não observaram diferenças significativas na resistência com a adição de fibras de aço. Em alguns casos a resistência à compressão foi relativamente menor com adição de certo volume de fibras.

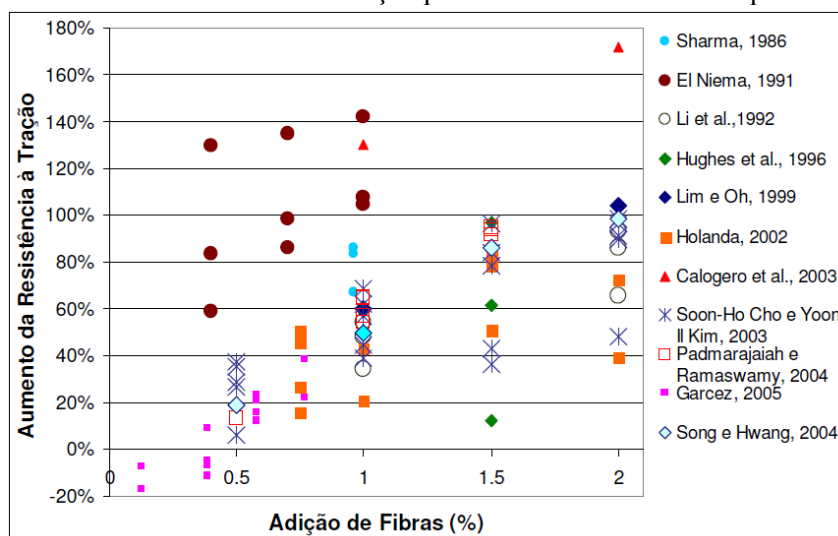
3.3.8.2 Resistência à tração

Estudos realizados para a avaliação do comportamento do concreto reforçado com fibras de aço, quando solicitados a esforços de tração, mostram significantes resultados quanto ao aumento da sua resistência à tração à medida que se adicionam fibras. Este aumento apresenta papel importante, uma vez que o concreto possui baixa resistência à tração (PASA, 2007).

O ensaio de tração direta de concretos é de difícil realização, pelo fato de necessitar de equipamentos e dispositivos que às vezes não estão disponíveis (OLIVEIRA JUNIOR, 2012 *apud* VITOR, 2017). Dessa forma, o ensaio de compressão diametral para a obtenção da resistência à tração passa a ser utilizado para a determinação, de maneira indireta, dos parâmetros de tração característicos do concreto reforçado com fibras (NANNI, 1988 *apud* PASA, 2007).

Segundo Pasa (2007), o concreto simples sujeito a tensões de tração atinge sua ruptura, de forma súbita, no momento em que a deformação correspondente à sua resistência for superada. Experimentalmente, pode-se observar que a adição de fibras ao concreto permite que o mesmo continue resistindo a cargas significativas com deformações altamente superiores às do concreto convencional. A Figura 9 mostra resultados de ensaios de compressão diametral em corpos-de-prova de concretos reforçados com fibras obtidos por vários autores e apresentados por Pasa (2007) em sua dissertação de mestrado. É possível notar o acréscimo da resistência à tração devido à adição de fibras.

Figura 9 - Resultados de resistência à tração por meio de ensaios de compressão diametral.



Fonte: Pasa (2007).

Em seu estudo, Arif (2014) notou um aumento da resistência à tração de aproximadamente 41%, quando comparado ao traço sem fibras, para concretos com resistência à compressão de 40 MPa e teor de fibras de 60 kg/m³ com gancho nas extremidades e fator de forma igual a 65. De acordo com Vitor (2017), Mohammadi, Singh e Kaushik (2008) observaram incrementos na resistência à tração do concreto com fibras quando o volume desta foi aumentado de 1% para 2%. O ganho máximo de resistência foi de 59%, valor foi conseguido por meio de um compósito híbrido com 65% de fibras longas e 35% de fibras curtas em um total de 2% de fibras no volume de concreto.

Outro pesquisador mencionado por Vitor (2017) é Perumal (2015) que obteve um ganho máximo de 56% na resistência à tração em sua pesquisa mais recente, resultado conseguido através do ensaio de compressão diametral. O concreto ensaiado era de alta resistência reforçado com fibras de aço para um teor de fibras equivalente a 1,5%.

3.3.8.3 O efeito de solicitações dinâmicas no concreto reforçado com fibras de aço

De acordo com Pasa (2007), o ACI 544.4R (1988) diz que o concreto reforçado com diversos tipos de fibras possui resistência a esforços dinâmicos de compressão, tração ou de flexão, a cargas explosivas e à queda de massas três a dez vezes maior do que a resistência de concretos sem adição de fibras. O aumento da resistência dinâmica pode ser justificado devido à maior quantidade de energia necessária para o arrancamento das fibras da matriz.

Para que a propagação das fissuras seja reduzida nos concretos reforçados, as fibras devem exercer o papel de ponte de transferência de tensão, como mencionado anteriormente. Assim, possibilita-se a estrutura de concreto trabalhe um maior número de ciclos ou mesmo com um maior nível de tensão para a mesma vida útil. Portanto, a participação das fibras favorece o aumento da resistência à fadiga, que é um dos principais motivos de aplicação do CRFA em pavimentos que são submetidos a elevado número de ciclos de carga como, por exemplo, os pavimentos de edifícios industriais, de estradas e aeroportos (FIGUEIREDO, 2000; PASA, 2007).

A resistência ao impacto dos compósitos no estado endurecido também é influenciada, de modo considerável, pela incorporação de fibras ao concreto. Essa propriedade no CRFA é afetada com o aumento do teor de fibras e do seu fator de forma. São necessárias em torno de 100.000

fibras longas ou 400.000 fibras curtas por metro cúbico de concreto para que esse tipo de resistência seja atingida (GARCEZ, 2005 *apud* ARIF, 2014). O emprego de fibras de aço se torna viável e eficiente para que haja aumento da resistência ao impacto, a qual está relacionada à absorção de energia e também intensifica notavelmente (MEHTA; MONTEIRO, 2008 *apud* ARIF, 2014).

3.3.9 Aplicabilidade do concreto reforçado com fibras de aço

De acordo com Figueiredo (2014), as aplicações do concreto com fibras de aço no Brasil, apesar de já ser utilizado há bom tempo, ainda são limitadas. Isso pode ser atribuído à falta de normas técnicas específicas publicadas que está associada a uma carência de discernimento do meio técnico brasileiro que não demanda avaliações técnicas detalhadas. Assim, devido a má qualidade de controle, isto é, quando acontece, as novas tendências de perspectiva da tecnologia do CRFA do ponto de vista estrutural ficam distantes da prática nacional. Com isso, esse compósito padece de condições específicas que diferem do concreto convencional para o controle da qualidade, dosagem e aplicação. Portanto, desenvolver um estudo de dimensionamento que possibilite determinar um modelo de controle de qualidade compatível e confiável torna-se como um desafio futuro para a tecnologia do concreto com adição de fibras de aço no Brasil.

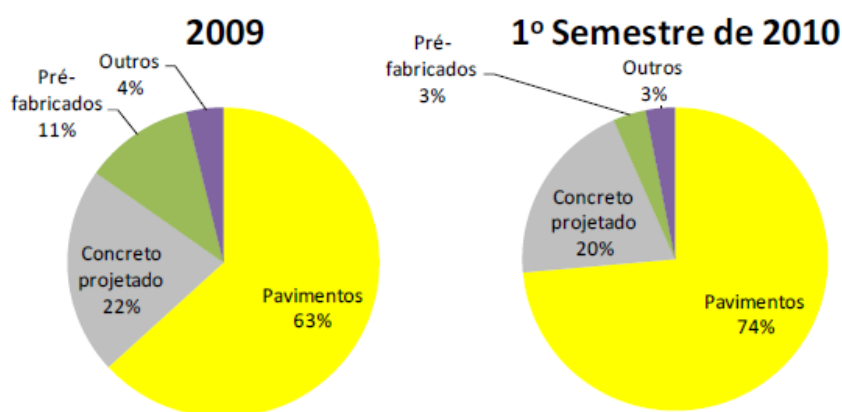
Para algumas aplicações atuais, a adição de fibras de aço ao concreto apresenta benefícios tecnológicos e econômicos quando comparado ao concreto habitual, por exemplo, para revestimento de túneis e outras aplicações do concreto projetado, pavimentos industriais. Para elementos pré-moldados, o CRFA é empregado por conta de sua maior rapidez de produção, o uso de fibras elimina a extensa etapa de instalação da armadura nas fôrmas que antecede o lançamento do concreto (FIGUEIREDO, 2000).

Outra viabilidade de aplicação para o CRFA é em obras onde a estrutura está muito sujeita a esforços dinâmicos, por exemplo, construções em áreas em que abalos sísmicos acontecem ou em estruturas sujeitas à fadiga por esforço cíclico buscando minorar os danos causados por esses esforços e a propagação de fissuras na estrutura (FIGUEIREDO, 2000).

Segundo Arif (2014), nos últimos anos, o concreto com adição de fibras de aço tem sido notoriamente utilizado em infraestruturas no Brasil, como se pode perceber nos gráficos da Figura 10. Entre 2009 e o primeiro semestre de 2010 houve um aumento de 11% de distribuição de

fibras de aço para pavimentos, já que o concreto reforçado com fibras de aço pode ser um material de construção econômico e eficiente.

Figura 10 - Distribuição de fibras de aço para cada aplicação no Brasil.



Fonte: Figueiredo, 2011.

A Tabela 3 a seguir ilustra de forma resumida diversas aplicações do concreto reforçado com fibras de aço e suas respectivas razões. Segundo Pasa (2007), há também diversas aplicações de CRFA para elementos pré-moldados, tais como anéis segmentados de túneis, tubos de concreto, tampas de bueiro, blocos de fundação, painéis e placas.

Tabela 3 - Razões para aplicação de CRFA nos diversos tipos de estruturas.

Tipo de estrutura	Razões para aplicação de CRFA
Estruturas hidráulicas (barragens, descarregadores e outros)	Resistência à cavitação
Pavimentos (aeroportos, autoestradas, reforço de pavimento)	Redução de espessura do pavimento
Pisos industriais	Resistência ao impacto e resistência ao choque térmico
Concreto refratário (fornos rotativos, incineradores municipais, produção de metal, aplicações petroquímicas)	Resistência à fissuração e destacamento onde os ciclos térmicos e choques térmicos são ações preponderantes
Tabuleiros de pontes	Como reforço de pavimento
Cobertura para concreto projetado	Estabilização de taludes e banquetas, revestimento em obras subterrâneas
Estruturas resistentes ao choque	Em combinação com armadura convencional, oferece resistência à penetração
Possível uso em estruturas resistentes aos abalos sísmicos	Aumento da ductilidade atrasando a propagação da fratura por cisalhamento

Fonte: Adaptado de Ferreira (2008).

4 Blocos de coroamento

4.1 Considerações gerais

As estacas é um tipo de elemento de fundação profunda, caracterizadas por grandes comprimentos e seções transversais pequenas, são utilizadas quando os solos superficiais não possuem capacidade de resistir a cargas derivadas da superestrutura, ou estão sujeitas a processos erosivos, sendo essencial, procurar camadas profundas mais resistentes e que sirvam de apoio à fundação. Para que haja a transferência das ações da superestrutura para o grupo de estacas é fundamental que se construa outro elemento estrutural, o bloco de coroamento, também denominado bloco sobre estacas. Em relação às fundações em tubulões é necessário, também, a existência de blocos de coroamento que atuem como elemento de transição da carga do pilar para o fuste do tubulão.

Dependendo do projeto, do tipo de solo e, principalmente, da estrutura que a fundação deverá suportar, os blocos sobre estacas podem variar de uma a n estacas. Segundo Bastos (2013), os blocos sobre uma ou duas estacas, geralmente, são mais utilizados em construções de pequeno porte, como casas térreas, sobrados, galpões, onde a carga vertical oriunda do pilar é geralmente de baixa intensidade. Para grandes edificações de diversos pavimentos, normalmente a quantidade de estacas é superior a duas, devido ao fato das ações que chegam à fundação serem maiores.

4.2 Blocos sobre uma estaca

Blocos sobre uma estaca, também conhecidos como blocos de transição, têm a função de um elemento de ligação entre o pilar e o elemento de fundação, podendo ser uma estaca ou um tubulão.

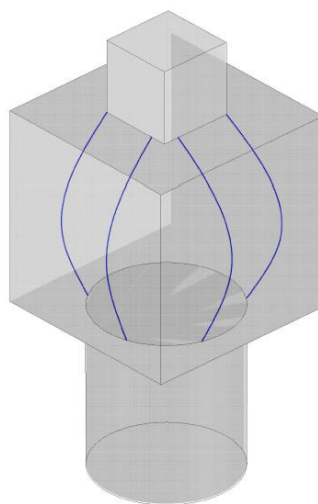
De acordo com Munhoz (2004), em obras de pequeno porte, além de se empregar estacas de pequenos diâmetros, as intensidades das ações apresentam baixos valores, assim, os projetistas, eventualmente, admitem que quando estacas e pilares têm seções transversais com dimensões similares a transmissão de força é feita de forma direta, assim, eles concluem que não é preciso calcular área de aço para a armadura do bloco, adotando-se hipóteses bem simplificadas:

- altura do bloco deve ter ordem de grandeza de 1,1 vez o diâmetro da estaca e no mínimo igual ao comprimento de ancoragem das barras de armadura dos pilares;
- adota-se uma armadura construtiva constituída por estribos verticais e horizontais.

Nos blocos sobre uma estaca a transmissão das tensões de compressão atuantes no pilar até a cota de arrasamento da estaca é realizada por meio da altura do bloco, em trajetórias curvas, como demonstra a Figura 11. Na direção transversal ocorrem tensões de tração que podem causar o fendilhamento, desse modo, não se deve desprezar a verificação dessas tensões em blocos com dimensões e forças atuantes pequenas (MUNHOZ, 2004).

Segundo Munhoz (2004), o estudo de blocos sobre uma estaca com maiores diâmetros e, consequentemente, sujeitos a carregamentos maiores é conduzido com maior cautela e são tratados como blocos parcialmente carregados. Langendonck (1957) e Fusco (1994) estudaram o comportamento desses tipos de blocos e concluíram que a distribuição de tensões não é uniforme, devido ao fato de ação em área reduzida ao longo da altura do modelo em um determinado comprimento.

Figura 11 - Esquema do caminho das tensões principais de compressão.



Fonte: Autor, 2017.

Em virtude de a força ser aplicada em área parcial, o bloco fica suscetível a um estado múltiplo de tensões. Ao longo do eixo da peça, as tensões são de compressão, na direção longitudinal, nas direções transversais, as tensões serão de compressão somente na região próxima da face de carregamento e de tração no restante do comprimento de perturbação. A resistência das tensões de compressão ocorrerá por meio das bielas de compressão e, para o equilíbrio das bielas,

considera-se armadura transversal, que deve resistir ao fendilhamento provocado pelas forças transversais de tração (MUNHOZ, 2014).

Uma verificação que deve ser feita em blocos parcialmente carregados é a pressão de contato em área reduzida. Segundo a NBR 6118: 2014 quando uma força atuar em área menor do que a da superfície do elemento estrutural, pode-se considerar aumentada a resistência do concreto não ultrapassando o valor resistente de cálculo correspondente ao esmagamento, dado pela expressão 1.

$$F_{Rd} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \leq 3,3 * f_{cd} * A_{c0} \quad (1)$$

Sendo que:

F_{Rd} é o valor resistente de cálculo correspondente ao esmagamento;

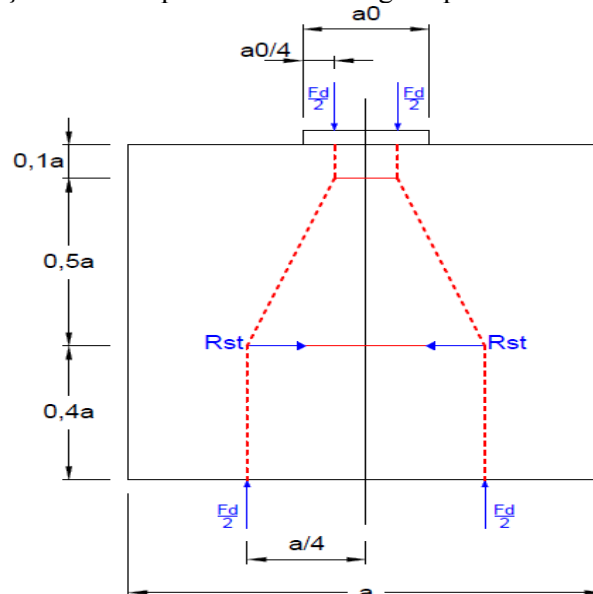
f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto;

A_{c0} é a área reduzida carregada uniformemente;

A_{c1} é a área máxima de mesmo centro de gravidade de A_{c0} .

Uma importante observação foi feita por Schafer e Schlaich (1988 *apud* Fusco, 1994), a qual se refere ao caso elementar de blocos parcialmente carregados adaptando-os ao modelo de Bielas e Tirantes, como é mostrado na Figura 12.

Figura 12 - Adaptação de bloco parcialmente carregado para Modelo de Bielas e Tirantes.



Fonte: Autor, 2017.

De acordo com Munhoz, (2004), através da análise numérica realizada pela autora para os modelos de blocos sobre uma estaca, pode-se perceber variações nos campos e trajetórias de tensões, principalmente quando se reduz a seção do pilar em uma das direções.

Munhoz (2004) concluiu que a análise de blocos sobre uma estaca foi importante para a verificação de que este tipo de elemento deve receber mais importância do que se tem dado na prática. A adaptação da teoria de blocos parcialmente carregados nem sempre pode fornecer resultados satisfatórios no caso de blocos sobre uma estaca, principalmente quando há variações de seções de pilares e estacas. Antes da ruptura desses tipos de bloco, fissuras verticais surgem na parte central das faces, estas oriundas dos esforços de tração que se manifestam nessa região. Por conta disso, torna-se necessário armar os blocos de maneira que essas tensões sejam resistidas pela armadura. A autora observou que, em função das variações na altura dos blocos, houve grande mudança nos campos de tensão o que não é considerado na metodologia utilizada. Além do mais, sugere que um modelo de bielas e tirantes é imprescindível para esse tipo de elemento, podendo trazer bons resultados.

5 Programa experimental

O programa experimental adotado para este trabalho foi dividido em seis etapas: definição do traço para os concretos, separação dos materiais utilizados na construção dos blocos; moldagem dos blocos e dos corpos-de-prova; ensaios dos blocos e dos corpos-de-prova cilíndrico; análise dos resultados e elaboração de relatório técnico.

Adotou-se como fator fixo para todos os blocos dimensões de 30 cm de altura, 30 cm de largura e 30 cm de comprimento. Então, foram moldados 27 blocos divididos em três grupos distintos, como pode-se observar na Tabela 4, um sem adição de fibras de aço (grupo referência), e os outros dois variando-se as taxas de fibras. Cada grupo possui nove blocos devido à combinação das diferentes dimensões das chapas metálicas que simularam os papéis das seções dos pilares e das estacas durante os ensaios.

Tabela 4 - Variação dos ensaios dos blocos por grupos.

Grupo	Bloco	Seção da estaca (cm x cm)	Seção do pilar (cm x cm)
I - Referência	1	10 x 10	10 x 10
	2	12,5 x 12,5	10 x 10
	3	15 x 15	10 x 10
	4	10 x 10	10 x 20
	5	12,5 x 12,5	10 x 20
	6	15 x 15	10 x 20
	7	10 x 10	10 x 30
	8	12,5 x 12,5	10 x 30
	9	15 x 15	10 x 30
II - Taxa de fibras 1	1	10 x 10	10 x 10
	2	12,5 x 12,5	10 x 10
	3	15 x 15	10 x 10
	4	10 x 10	10 x 20
	5	12,5 x 12,5	10 x 20
	6	15 x 15	10 x 20
	7	10 x 10	10 x 30
	8	12,5 x 12,5	10 x 30
	9	15 x 15	10 x 30
III - Taxa de fibras 2	1	10 x 10	10 x 10
	2	12,5 x 12,5	10 x 10
	3	15 x 15	10 x 10
	4	10 x 10	10 x 20
	5	12,5 x 12,5	10 x 20
	6	15 x 15	10 x 20
	7	10 x 10	10 x 30
	8	12,5 x 12,5	10 x 30
	9	15 x 15	10 x 30

Fonte: Autor, 2017.

Esses equipamentos foram posicionados em faces opostas dos blocos, ou seja, duas chapas por bloco, uma para o pilar e a outra para a estaca. As chapas metálicas que se comportaram como estacas possuem três diferentes seções: 10 cm x 10 cm, 12,5 cm x 12,5 cm e 15 cm x 15 cm. Já as chapas que atuaram como pilares dispõem, também, de três seções distintas: 10 cm x 10 cm, 10 cm x 20 cm e 10 cm x 30 cm.

Quanto à análise experimental dos modelos, todos os blocos foram submetidos à ação de força centrada de compressão através de um sistema montado para os ensaios. Tendo em posse os resultados, foi possível avaliar o comportamento quanto à rigidez dos três grupos de blocos.

A propriedade mecânica da rigidez está ligada a resistência de um elemento em relação à sua deformação quando solicitado por uma determinada força. É uma característica inerente ao material do elemento.

Os corpos-de-prova (CPs) cilíndricos foram confeccionados para que fosse possível realizar a caracterização do concreto utilizado, seja o reforçado ou o sem adição de fibras, em relação às propriedades de resistência à tração e à compressão.

Os concretos foram produzidos em dias próximos, enquanto os ensaios somente iniciaram após mais de 90 dias da moldagem de todos os grupos de blocos, assim como para os corpos-de-prova cilíndricos. Todas as etapas foram realizadas no laboratório de estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia.

5.1 Traços adotados

5.1.1 Traço para concreto sem adição de fibras de aço

O traço adotado para o concreto dos blocos referência foi o estudado pelo professor Rodrigo Gustavo Delalibera em sua tese de doutorado cujo título é "Análise numérica e experimental de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica".

A metodologia para o estudo do traço do concreto utilizado por Delalibera (2006) em sua pesquisa foi baseada em resultados de resistências à compressão de três traços de concreto com diferentes teores de cimento, definidos como: rico, médio e pobre. Por meio desses resultados, foi possível obter um traço definitivo com a resistência desejada na idade estipulada. Assim, o traço em massa para concreto com resistência a compressão igual 25 MPa aos 28 dias de idade foi igual a 1 : 2,55 : 3,54 : 0,68 (cimento, areia, pedra britada e relação água/cimento). A Tabela 5 apresenta o consumo dos materiais por metro cúbico de concreto.

Tabela 5 - Consumo de materiais, kg/m³.

Material	Consumo (kg/m³)
Cimento CP-II-F-32	325
Areia média	828,75
Pedra britada 1	1150,50
Água	221,00

Fonte: Delalibera, 2006.

5.1.2 Traço para concreto com adição de fibras de aço

Os traços para os blocos com os dois teores de fibras foram retirados da dissertação de mestrado "Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal reforçadas com fibras de aço" cuja autora Paula de Carvalho Palma Vítor realizou um estudo de dosagem para esse tipo de concreto.

Vitor (2017) adotou três teores de fibras (40 kg/m^3 , 50 kg/m^3 e 60 kg/m^3) para duas classes de concreto com resistência à compressão que alcançasse em torno de 20 MPa e de 40 MPa. Assim, baseado nos traços de referência para o concreto simples para as duas resistências foram estudados seis traços de concretos reforçados com fibras de aço, três para cada série. Após a análise dos resultados dos ensaios de tenacidade à flexão, a autora optou por utilizar dois teores de fibras para a moldagem das vigas executadas em seu estudo, 50 kg/m^3 e 60 kg/m^3 .

Portanto, foi possível a utilização do traço adotado por Vitor (2017) devido ao fato da resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) dos corpos-de-prova estudados pela autora ter sido igual a 24,4 MPa, valor próximo àquele do traço apresentado por Delalibera (2016) e que foi usado na produção do concreto dos blocos do grupo referência. Na Tabela 6 é possível observar o traço adotado para as duas taxas de fibras. Já a Tabela 7 apresenta o consumo dos materiais por metro cúbico de concreto para o traço em questão.

Tabela 6 - Traço para as diferentes taxas de fibras.

Traço	Taxa de fibras 1 - 50 kg de fibras/m³	Taxa de fibras 2 - 60 kg de fibras/m³
Cimento	1	1
Areia fina	0,92	0,92
Areia média	1,72	1,72
Brita 0	0,84	0,84
Brita 1	2,52	2,52
Água	0,66	0,66
Teor de fibras em volume	0,64%	0,77%
Aditivo	0,20%	0,25%

Fonte: Adaptado de Vítor, 2017.

Tabela 7 - Consumo de materiais para ambas as taxas de fibras.

Material	Taxa de fibras 1 - 50 kg de fibras/m³	Taxa de fibras 2 - 60 kg de fibras/m³
Cimento (kg/m ³)	300,30	300,30
Areia fina (kg/m ³)	276,28	276,28
Areia média (kg/m ³)	516,52	516,52
Brita 0 (kg/m ³)	252,25	252,25
Brita 1 (kg/m ³)	757,76	757,76
Água (l/m ³)	198,20	198,20
Aditivo (l/m ³)	1,06	1,14

Fonte: Adaptado de Vítor, 2017.

5.2 Materiais

Para a moldagem dos blocos e dos corpos-de-prova cilíndricos foram utilizados os materiais e equipamentos, sejam mecânicos ou manuais, disponíveis no laboratório. Não foram realizados ensaios de caracterização dos materiais empregados devido ao curto prazo disponível para o programa experimental.

5.2.1 Cimento *Portland* CP IV 32 RS

Para produção do concreto para os blocos utilizou-se o cimento CP IV 32 RS. Esse cimento possui alto teor de pozolana em sua composição, contribuindo, assim, para que a liberação do calor de hidratação seja de forma mais lenta e, consequentemente, evitando o risco de fissuração. Além do mais, possui baixa reatividade aos meios agressivos sulfatados.

5.2.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo utilizado foi areia lavada de rio proveniente da região do Triângulo Mineiro que estava sob a ação do tempo, assim, estocou-se o material dentro do galpão do laboratório para que houvesse a secagem do mesmo.

O traço do concreto utilizado nos blocos com adição de fibras de aço foi determinado levando em consideração areia média e areia fina. Como no laboratório havia apenas areia média, optou-se por utilizar o agitador de peneiras e uma peneira com abertura de malha que permitisse obter areia com granulometria fina.

5.2.3 Agregado graúdo

Foram utilizados dois tipos de agregado graúdo de pedra britada de rocha de basalto que também estavam sob a ação do tempo e foram estocados dentro do galpão do laboratório. Em ambos os traços precisa-se de brita 1 enquanto que o traço para os concretos com fibras há necessidade de brita 0.

5.2.4 Aditivo

O uso do aditivo é necessário para que a trabalhabilidade seja adequada para o concreto no estado fresco e, assim, não influenciar de maneira significativa no tempo de pega. O aditivo usado foi o hiperplastificante *Glenium 3400 NV*, da marca Basf e sua porcentagem de uso é em relação ao consumo de cimento. Porém, o aditivo disponível em laboratório era o *Mira Flow 943 BMX* da marca Grace, havendo, assim, a necessidade de fazer a correção da quantidade usada. Por meio de testes do abatimento do tronco de cone foi possível corrigir o volume do superplastificante até que se atingisse um valor de *slump* desejável.

5.2.5 Fibras de aço

A fibra de aço utilizada para produzir o CRFA foi a DRAMIX 65/60 disponível no laboratório, possui seção circular com ancoragens nas extremidades (tipo A de acordo com a classificação da norma ABNT NBR 15530: 2007 e classe 1, ou seja, oriunda de arame trefilado a frio) e foram fornecidas coladas em pente conforme é mostrado na Figura 13.

Figura 13 - Fibras de aço.



Fonte: Autor, 2017.

Segundo especificações do fabricante, a fibra possui fator de forma de 65, comprimento de 60 mm e diâmetro de 0,90 mm, resistência à tração de 1160 MPa e módulo de elasticidade de 210 GPa.

5.3 Moldagem dos blocos e dos corpos-de-prova cilíndricos

A produção do concreto para os blocos foi realizada em três etapas, as quais foram repetidas para os três traços requeridos. A primeira etapa foi a separação e estocagem dos materiais. Em seguida, era feita a medida das massas e dos volumes dos materiais a serem utilizados respectivamente para cada mistura. A Tabela 8, a seguir, apresenta a quantia total utilizada de materiais para cada grupo de blocos.

Tabela 8 - Quantidade total de materiais utilizados por grupo.

Material	Grupo I	Grupo II	Grupo III
Cimento (kg)	97,50	92,59	92,59
Areia fina (kg)	-	82,88	82,88
Areia média (kg)	248,63	157,46	157,46
Brita 0 (kg)	-	75,68	75,68
Brita 1 (kg)	345,15	227,03	227,03
Água (l)	66,30	59,46	59,46
Fibras de aço (kg)	-	15,40	18,48
Aditivo (ml)	-	590	480

Fonte: Adaptado de Vítor, 2017.

Foram necessários aproximadamente 300 litros de concreto para cada um dos três grupos. Como a betoneira disponível em laboratório não possuía capacidade que comportasse esse volume, optou-se pela produção de 100 litros por mistura para o traço sem adição de fibras e para os traços com o acréscimo de fibras de aço. Por meio desses valores foi possível moldar três blocos e mais quatro corpos-de-prova cilíndricos. Desse modo, necessitaram-se de três misturas por grupo, assim, nove misturas foram exigidas para a produção do concreto dos 27 blocos. No total foram produzidos 0,90 m³ de concreto para todos os modelos no laboratório.

A terceira etapa consistiu na mistura do concreto, seguindo os seguintes procedimentos:

- imprimação da superfície interna da betoneira com o intuito de contribuir para a redução da perda de água e finos da mistura. Procedimento realizado anterior ao início da produção do concreto de cada grupo;
- introdução do agregado graúdo, do cimento e metade da água de amassamento na betoneira, deixando-os misturar por um minuto;

- em seguida, colocou-se a areia, o restante do cimento, da brita e da água para um tempo de mistura de aproximadamente três minutos. Para os traços com fibras de aço, houve a dispersão do aditivo superplastificante no restante da água de amassamento que foi adicionado;
- por último, foram adicionadas as fibras de aço na betoneira para os casos dos traços que possuíam fibras em sua composição. Manteve-se a mistura por mais cinco minutos, apresentando uma matriz de concreto com fibras distribuídas homogeneamente (Figura 14).

Figura 14 - Matriz do concreto com adição de fibras de aço.



Fonte: Autor, 2017.

Antes de iniciar o lançamento do concreto nas fôrmas para os blocos, realizou-se o ensaio de abatimento do tronco de cone (*slump*), como mostra a Figura 15, para analisar a consistência, ou seja, a trabalhabilidade do concreto fresco. O ensaio foi realizado segundo a NBR NM 67: 1998 a qual diz que a mistura deve ser inserida em três camadas num recipiente com formato de tronco de cone e cada camada é compacta e adensada com 25 golpes utilizando uma haste metálica. Para os blocos não incorporados com fibras de aço o valor do *slump* indicado é de 80 mm \pm 20 mm.

Em relação ao concreto reforçado com fibras existe uma norma internacional, a ACI 544.3R-93, que define que o valor do *slump* deve estar entre 25 e 175 mm. Além disso, quando se trabalha com esse tipo de compósito, o adensamento deve ser mecânico, e não com a haste metálica utilizada para o concreto convencional.

Figura 15 - Ensaio de abatimento do tronco de cone.



Fonte: Autor, 2017.

O ensaio do abatimento do tronco de cone foi realizado para cada mistura e seus valores estão presentes na Tabela 9. É possível observar que todas as misturas, independente ao qual grupo pertenciam, apresentaram *slump* dentro da faixa de valores recomendados para ambos tipos de concreto.

Tabela 9 - Abatimento do tronco de cone e quantidade de aditivo.

Grupo	Mistura	<i>Slump</i> (mm)	Aditivo (ml)
I - Referência	1	62	-
	2	83	-
	3	88	-
II - Taxa de fibras 1	1	95	210
	2	170	210
	3	165	170
III - Taxa de fibras 2	1	175	150
	2	160	130
	3	50	200

Fonte: Autor.

Para cada mistura foi executada a moldagem dos corpos-de-prova em fôrmas metálicas cilíndricas de diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm que podem ser vistas na Figura 16. Para o concreto dos blocos referência, o adensamento foi realizado de acordo com a norma NBR 5738: 2007, de forma manual com a aplicação de 12 golpes com a haste metálica após o lançamento de cada uma das duas camadas. Contudo, os corpos-de-prova cilíndricos feitos com concretos com adição de fibras foram adensados com vibrador mecânico em duas camadas também.

Figura 16 - Corpos-de-prova moldados em fôrmas metálicas cilíndricas.



Fonte: Autor, 2017.

Finalizada a moldagem dos corpos-de-prova, os mesmos foram colocados em câmara úmida. Após alguns dias, as amostras foram desenformadas e colocadas em cura dentro de um tambor com água e cal até a data próxima aos ensaios.

Para a confecção dos blocos de concreto, as fôrmas utilizadas foram fabricadas com chapas de madeira compensada com 18 mm de espessura cortadas em peças com dimensões de 30 cm x 30 cm. A montagem da fôrma de um bloco era feita utilizando cinco dessas peças. Para cada lote foram construídas três fôrmas como mostra a Figura 17a e colocadas próximas à betoneira de modo que facilitasse o transporte do concreto.

Antes de começar a produção do concreto, um componente químico líquido foi aplicado nas fôrmas e nos corpos-de-prova cilíndricos a fim de facilitar a desmoldagem dos mesmos. Para um melhor adensamento do concreto, seja com fibras ou sem, utilizou-se um vibrador mecânico, como ilustra a Figura 17b, no momento da moldagem dos blocos.

A quantidade de fôrmas não era suficiente, assim, necessitou-se reaproveitá-las. Dois dias após o lançamento do concreto nas fôrmas, era feita a desforma dos blocos, e como estes já apresentavam resistência suficientes, eram transportados para outro local e cobertos com uma lona plástica preta.

Terminado o lançamento do concreto nas fôrmas, as superfícies superiores eram regularizadas, como é possível ver na Figura 17c, para conferir um melhor acabamento aos modelos (Figura 17d). Um fato verificado foi que ao adicionar as fibras na matriz do concreto, a sua trabalhabilidade diminuiu como era de se esperar. Outra situação observada foi que o tempo de pega do concreto reforçado com fibras de aço é realmente menor quando comparado ao do concreto

convencional. Alguns minutos após o início do lançamento da mistura fresca nas fôrmas, o concreto já mostrava sinais de endurecimento.

Figura 17 - Fôrmas dos blocos (a), adensamento (b), regularização da superfície (c), blocos regularizados (d).



Fonte: Autor, 2017.

5.4 Procedimentos para ensaio dos blocos e dos corpos-de-prova cilíndricos

5.4.1 Ensaio dos corpos-de-prova cilíndricos

Os concretos endurecidos correspondentes a cada traço foram caracterizados por meio dos ensaios de resistência à compressão (f_c) e de resistência à tração por compressão diametral ($f_{t,D}$). Como já citado anteriormente, foram moldados 12 corpos-de-prova cilíndricos por grupo, sendo 36 no total. Dos 12, foram utilizados seis CPs por tipo de ensaio. Essa descrição é detalhada na Tabela 10. Em ambos os casos, os corpos-de-prova foram ensaiados em dois dias consecutivos, além de que todos apresentavam idade próxima a 90 dias. A Figura 18 mostra os corpos-de-prova cilíndricos utilizados nos ensaios de compressão com as superfícies retificadas (Figura 19) e os não regularizados para os ensaios de compressão diametral.

Figura 18 - Disposição dos corpos-de-prova cilíndricos.



Fonte: Autor, 2017.

Figura 19 - Ensaio de compressão com corpos-de-prova retificados.



Fonte: Autor, 2017.

Tabela 10 - Distribuição de corpos-de-prova cilíndricos por ensaio e por grupo.

Grupo	Determinação da resistência à compressão	Determinação da resistência à tração por compressão diametral
I - Referência	6 CPs	6 CPs
II - Taxa de fibras 1	6 CPs	6 CPs
III - Taxa de fibras 2	6 CPs	6 CPs

Fonte: Autor, 2017.

A máquina empregada para a execução de ambos os ensaios foi a eletromecânica EMIC DL 600 kN, controlada computacionalmente, permitindo, assim, que o carregamento fosse aplicado com velocidade constante de 0,45 MPa/s e sem choques até o momento da ruptura dos corpos-de-prova. Para os ensaios de compressão diametral, o maquinário foi equipado com dois pratos metálicos, entre os quais os CPs foram posicionados de forma deitada, conforme é mostrado na Figura 20.

Figura 20 - Ensaio de tração por compressão diametral.



Fonte: Autor, 2017.

Os procedimentos para o ensaio de compressão do concreto são descritos pela norma ABNT NBR 5739: 2007. Já para o ensaio da resistência à tração por compressão diametral respeitou-se a metodologia instruída pela norma ABNT NBR 7222: 2011.

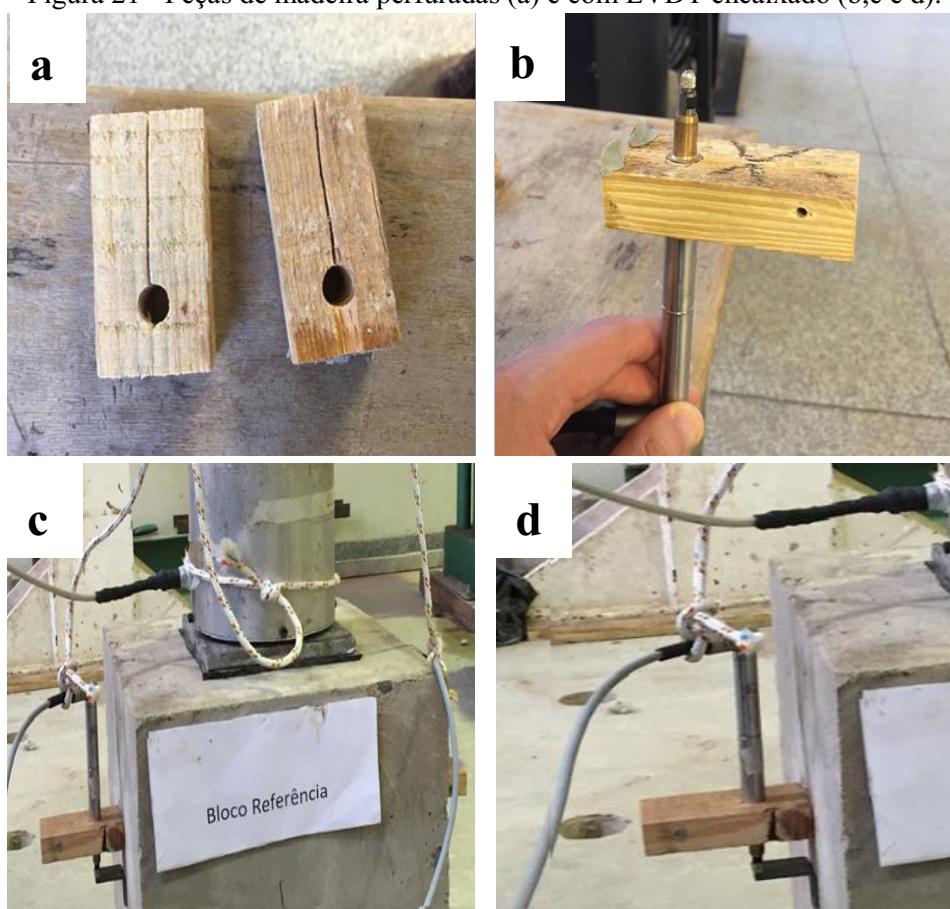
5.4.2 Ensaio dos blocos de concreto

Para que os ensaios pudessem iniciar, primeiramente foi preciso preparar os blocos. Todos os modelos, após retirados das fôrmas tiveram suas faces lixadas para dar um melhor acabamento com o objetivo de eliminar as imperfeições presentes nas superfícies que pudessem prejudicar os ensaios. Em seguida, os 27 blocos foram enumerados para facilitar o acompanhamento das nove combinações das chapas metálicas por grupo.

O último procedimento executado antes de realizar os ensaios foi a instalação de dois dispositivos cruciais para o posicionamento dos LVDTs, duas cantoneiras metálicas e duas peças de madeira, peças coladas às regiões centrais das faces com massa adesiva epóxi ou cola de secagem instantânea. Duas faces laterais e paralelas foram adotadas para a fixação em cada uma com uma pequena cantoneira metálica e uma peça de madeira perfurada em uma região próxima a alguma de suas extremidades (Figura 21a). O diâmetro do furo era o ideal para permitir a passagem do LVDT (Figura 21b). Na outra extremidade, um parafuso passante foi utilizado atravessando a madeira de forma paralela ao furo destinado ao equipamento. Posteriormente uma peça metálica sextavada munida de um furo rosqueado era usada para atarraxar a extremidade oposta do parafuso com a finalidade de comprimir a peça de madeira de modo que o LVDT

ficasse bem fixado e não houvesse escorregamento do mesmo durante os ensaios. As cantoneiras foram coladas à uma distância de 26,7 mm das peças de madeira. De forma geral, primeiramente encontrava-se o centro da face, então, com o auxílio de uma peça de madeira com comprimento de 26,7 mm, utilizada como guia de referência e posicionada no ponto central, era possível manter a mesma distância em que o LVDT trabalharia para todas as faces (Figura 21c e Figura 21d), esta correspondente à distância inicial utilizada para o cálculo posterior da deformação ocorrida na face em questão. Na parte superior era colada a peça de madeira e na inferior a cantoneira.

Figura 21 - Peças de madeira perfuradas (a) e com LVDT encaixado (b,c e d).



Fonte: Autor, 2017.

LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*) é um equipamento responsável por medir o deslocamento no centro de duas faces paralelas e perpendiculares ao plano de aplicação da carga no bloco. Os dispositivos utilizados possuem um campo de medição de 10 mm e sensibilidade de 0,0001 mm. Desse modo, o LVDT faz-se importante nesse ensaio porque um dos objetivos desse trabalho é analisar o comportamento dos blocos de concreto reforçados com fibras de aço quanto à rigidez. Para se determinar essa propriedade, além dos valores de carregamento, é necessário saber as deformações ocorridas nos blocos. Tais deformações somente

são possíveis de serem calculadas mediante ao conhecimento dos descolamentos que acontecem nas faces.

As cargas foram aplicadas através de um instrumento de princípio hidráulico alimentado por uma bomba manual fixado no pórtico formado por vigas de aço perfil "I" e montado sobre a laje do laboratório. Durante o ensaio, os blocos foram apoiados sobre uma viga metálica de perfil "I" com largura da aba de 10 cm. Esse elemento estava sobre uma chapa de madeira resistente, utilizada para que auxiliasse a conformação da viga metálica em relação à laje.

Para facilitar e agilizar os ensaios, foram marcadas na direção longitudinal da viga metálica com fita adesiva branca as dimensões das três chapas metálicas utilizadas para simular os pilares, ou seja, 10 cm, 20 cm e 30 cm, já que todas possuem largura de 10 cm, igual à largura da aba da viga metálica. Essas marcações foram feitas de maneira que o centro de cada chapa fosse coincidente.

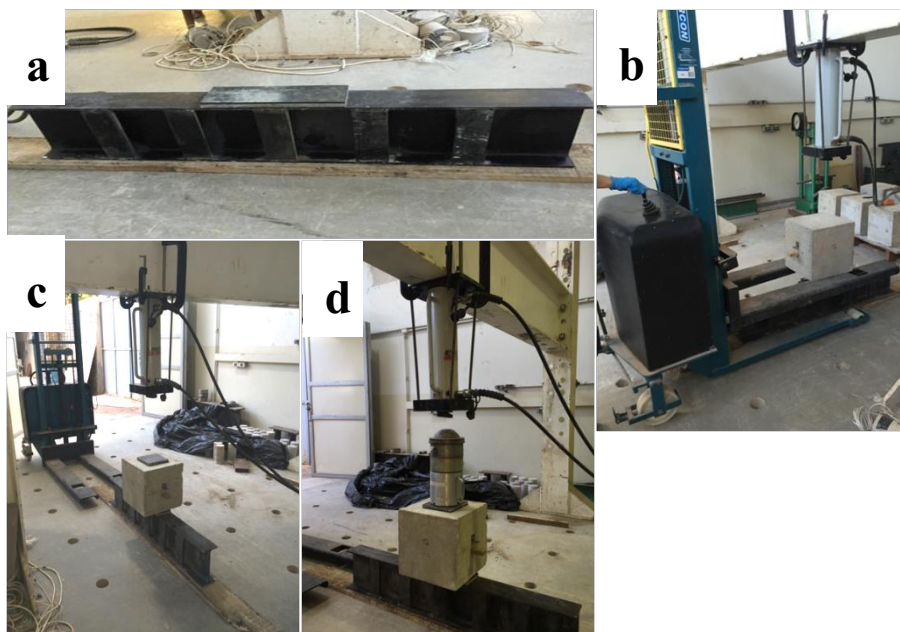
Tiras de neoprene foram usadas no intermédio do contato dos blocos com as chapas metálicas tanto para os pilares quanto para as estacas. Como havia a possibilidade de as superfícies dos blocos não estarem totalmente rentes às chapas metálicas, optou-se por adotar essas peças de borracha para auxiliar na conformação desses dois materiais.

Colocada a chapa metálica equivalente à estaca com a dimensão correspondente ao respectivo ensaio e a tira de neoprene (Figura 22a), os blocos devidamente preparados eram transportados, com o auxílio de uma empilhadeira, para a viga metálica (Figura 22b). Marcas eram feitas na parte inferior das faces dos blocos a partir do centro com o intuito de auxiliar o posicionamento correto, de modo que o centro da parte inferior do bloco ficasse no centro da largura da viga.

As chapas correspondentes aos pilares eram posicionadas de forma que o centro das mesmas coincidissem com o ponto central da face superior do bloco (Figura 22c). Acima das chapas posicionava-se a célula de carga com capacidade de 500 kN, logo em seguida por um tarugo cilíndrico metálico. Por último, colocava-se uma rótula de aço (Figura 22d) que era a peça que entrava em contato com a parte inferior do instrumento de princípio hidráulico e recebia diretamente a carga aplicada, transmitindo-a até o bloco ensaiado. Para garantir que a força aplicada fosse central, era verificado se o centro da rótula de aço correspondia ao centro do aparelho de

aplicação de carga, caso isso não acontecesse, utilizava-se uma alavanca de metal para mover todo o sistema de maneira até que o mesmo ficasse centrado.

Figura 22 - Procedimentos para a realização do ensaio.



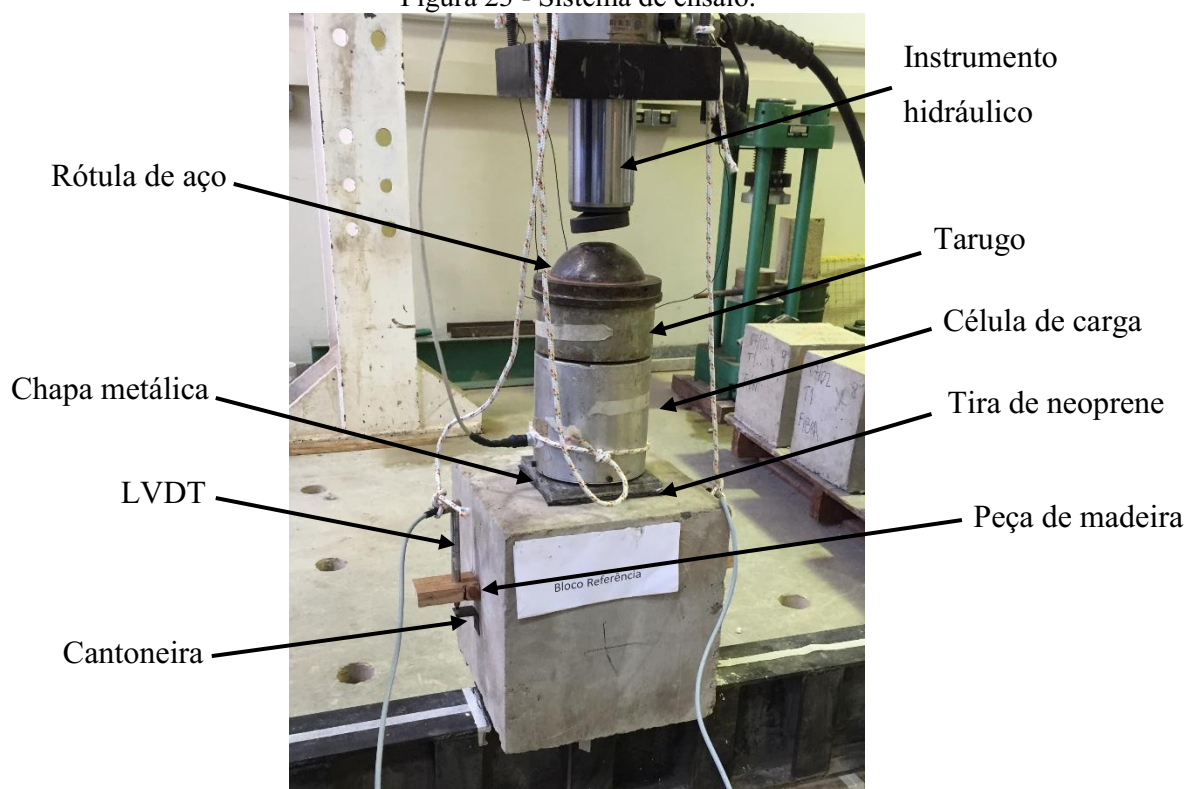
Fonte: Autor, 2017.

Finalmente, antes de iniciar efetivamente o ensaio, os LVDTs eram instalados nas peças de madeira e levemente pressionados à cantoneira, para em seguida os parafusos passantes serem apertados. Como os LVDTs são equipamentos sensíveis e por mais que fossem parcialmente pressionados à cantoneira, o deslocamento que ocorria forçadamente era zerado no *software*, permitindo, assim, que os mesmos partissem de um mesmo valor.

Na Figura 23 é mostrado o sistema de ensaio com os devidos dispositivos posicionados para todos os 27 blocos.

Os valores das forças aplicadas durante os ensaios, assim como os deslocamentos verticais na região central das faces laterais, foram extraídos do programa computacional DAQ *catman* que é um *software* para aquisição de dados, que também permite a exportação dos mesmos para outras plataformas. No caso desse trabalho, o formato exportado foi o que é possível sua leitura no *Microsoft Office Excel* para posterior análise dos resultados.

Figura 23 - Sistema de ensaio.



Fonte: Autor, 2017.

À medida que os ensaios iam acontecendo, variavam-se as seções das chapas para os pilares e estacas, de forma a obter nove combinações para cada grupo. A ordem dos ensaios é apresentada na Apêndice A.

6 Apresentação e análise dos resultados

Os resultados obtidos nesta pesquisa referem-se às características dos blocos de concreto reforçados com fibras quanto às propriedades de rigidez, resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral em três diferentes classes de teores de fibras (Grupo I, Grupo II e Grupo III), havendo em todos a variação das seções dos pilares e das estacas.

Cada bloco foi analisado separadamente, levando em consideração a carga máxima suportada, modo de ruptura e força *versus* deslocamento na região central das faces laterais. Os resultados dos blocos foram comparados a fim de verificar o efeito das variáveis no comportamento do elemento. As variáveis presentes nos ensaios foram: a seção do pilar, a seção da estaca e a variação da taxa de fibras.

6.1 Resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos

Os resultados de resistência à compressão dos 18 corpos-de-prova cilíndricos para os concretos com e sem adição de fibras encontram-se no Apêndice A. Na Tabela 11 é mostrado os valores da resistência à compressão média (f_{cm}), do desvio padrão e do coeficiente de variação (CV) para cada respectivo grupo de blocos. Todos os corpos-de-prova estavam submersos em água por mais de 90 dias.

Tabela 11 – Resultados médios de resistência à compressão por grupo.

Grupo	Resistência à compressão		
	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV (%)
I - Referência	22,35	2,45	10,96
II - Taxa de fibras 1 (0,64%)	35,04	1,25	3,57
III - Taxa de fibras 2 (0,77%)	31,70	3,09	9,74

Fonte: Autor, 2017.

Os concretos com adição de fibras de aço apresentaram maiores valores de f_{cm} , sendo superior em 56,78% para o concreto do traço da taxa 1 e 41,83 % para o concreto do Grupo III com taxa de fibras igual a 0,77% quando comparados ao concreto sem fibras. Esse aumento considerável da resistência à compressão não condiz com resultados apresentados por muitos autores da linha de pesquisa de CRFA. A partir dos resultados apresentados por Vitor (2017) é possível notar que os traços com resistência de 20 MPa e adição de fibras nos teores de 0,64% e 0,77%, os mesmos utilizados nesse estudo, apontam uma queda da resistência à compressão dos CPs reforçados quando comparados com os sem adição de fibras. Por outro lado, os resultados apresentados por Arif (2014) demonstram um ganho da resistência à compressão para o mesmo ensaio realizado.

6.2 Resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova cilíndricos

Através do ensaio de compressão diametral foi possível obter os resultados de resistência à tração. As resistências dos 18 corpos-de-prova cilíndricos para os concretos com e sem adição de fibras encontram-se no Apêndice B. A Tabela 12 apresenta os valores da resistência à tração por compressão diametral média ($f_{ct,spm}$), do desvio padrão e do coeficiente de variação (CV) para cada respectivo grupo de blocos. Todos os corpos-de-prova estavam submersos em água por mais de 90 dias.

Tabela 12 – Resultados médios de resistência à tração por grupo.

Grupo	Resistência à tração		
	$f_{ct,spm}$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	CV (%)
I - Referência	1,21	0,17	14,05
II – Taxa de fibras 1	2,12	0,30	14,15
III – Taxa de fibras 2	1,96	0,34	17,35

Fonte: Autor, 2017.

Analizando a Tabela 12, os concretos incorporados com fibras indicaram valores de $f_{ct,spm}$ superiores ao concreto sem fibras. O concreto produzido para o Grupo II apresentou uma resistência à tração por compressão diametral maior no valor de 75,21%, enquanto o concreto do traço adotado para o Grupo III teve um aumento de aproximadamente 62%. Como era de se esperar e o que muitas pesquisas já realizadas também apontam, o aumento da resistência à tração foi maior quando comparado à de compressão, ou seja, a adição de fibras tem influência significativa no ganho da resistência à tração.

O decréscimo de $f_{ct,spm}$ ocorrido do CRFA – 0,64% para o CRFA – 0,77%, que pode ser observado na tabela acima, também pode estar ligado ao mesmo motivo mencionado na seção 6.2: há um volume crítico de fibras que quando ultrapassado, a fibra de aço adicionada ao concreto já não passa a apresentar as características esperadas para um concreto reforçado com esse material.

O concreto convencional atinge sua ruptura de forma repentina quando sujeito a tensões de tração. Isso ocorre no momento em que a deformação correspondente à sua resistência for ultrapassada. Assim, a possibilidade do material se deformar mais devido à adição de fibras ao concreto explica o aumento da resistência à tração, permitindo que o mesmo continue resistindo a maiores tensões de tração.

6.3 Carga máxima suportada pelos blocos

O instrumento de princípio hidráulico utilizado nos ensaios possui uma limitante de 500 kN para a aplicação da força. Desse modo, dos 27 blocos ensaiados apenas sete não atingiram a ruptura devido a essa limitação de carga, ou seja, esses modelos atingiram uma carga próxima a 500 kN e não se romperam, dos sete, quatro pertenciam ao Grupo III (teor de 0,77%). Na

Tabela 13 é apresentada a carga máxima suportada em cada ensaio, assim como seu respectivo grupo e as dimensões das chapas metálicas utilizadas para a seção do pilar e da estaca e a carga prevista para ruptura calculada pela equação 1. Esses dados foram coletados através do *software* DAQ *Catman*, responsável pela leitura das cargas aplicadas à célula de carga utilizada nos ensaios. A Tabela 14 mostra a carga média máxima suportada em cada grupo, assim como o desvio padrão da amostra e o coeficiente de variação (CV).

Tabela 13 – Cargas máximas suportadas por cada bloco ensaiado de acordo com seu respectivo grupo e combinação da seção do pilar com a seção da estaca.

Ensaio	Grupo	Seção da estaca (cm x cm)	Seção do pilar (cm x cm)	Carga prevista (kN)	Carga máxima (kN)
1	I - Referência	10 x 10	10 x 30	387,1	321
2	I - Referência	10 x 10	10 x 20	316,1	303
3	I - Referência	10 x 10	10 x 10	223,5	247
4	I - Referência	12,5 x 12,5	10 x 30	483,9	331
5	I - Referência	12,5 x 12,5	10 x 20	395,1	339
6	I - Referência	12,5 x 12,5	10 x 10	279,4	325
7	I - Referência	15 x 15	10 x 30	580,7	305
8	I - Referência	15 x 15	10 x 20	474,1	305
9	I - Referência	15 x 15	10 x 10	335,3	273
10	II - Taxa de fibras 1	10 x 10	10 x 30	606,9	506
11	II - Taxa de fibras 1	10 x 10	10 x 20	495,5	330
12	II - Taxa de fibras 1	10 x 10	10 x 10	350,4	402
13	II - Taxa de fibras 1	12,5 x 12,5	10 x 30	758,6	501 ⁽¹⁾
14	II - Taxa de fibras 1	12,5 x 12,5	10 x 20	619,4	507 ⁽¹⁾
15	II - Taxa de fibras 1	12,5 x 12,5	10 x 10	438	474
16	II - Taxa de fibras 1	15 x 15	10 x 30	910,4	503 ⁽¹⁾
17	II - Taxa de fibras 1	15 x 15	10 x 20	743,3	483
18	II - Taxa de fibras 1	15 x 15	10 x 10	525,6	467
19	III - Taxa de fibras 2	10 x 10	10 x 30	549,1	466
20	III - Taxa de fibras 2	10 x 10	10 x 20	448,3	450
21	III - Taxa de fibras 2	10 x 10	10 x 10	317	382
22	III - Taxa de fibras 2	12,5 x 12,5	10 x 30	686,3	505 ⁽¹⁾
23	III - Taxa de fibras 2	12,5 x 12,5	10 x 20	560,4	503 ⁽¹⁾
24	III - Taxa de fibras 2	12,5 x 12,5	10 x 10	396,3	376
25	III - Taxa de fibras 2	15 x 15	10 x 30	823,6	499 ⁽¹⁾
26	III - Taxa de fibras 2	15 x 15	10 x 20	672,5	499 ⁽¹⁾
27	III - Taxa de fibras 2	15 x 15	10 x 10	475,5	469

(1) Valor máximo apontado pelo *software* DAQ *Catman* antes de interromper o ensaio devido à limitação do instrumento de aplicação de carga.

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 14 - A carga média máxima suportada por grupo.

Grupo	Carga média máxima suportada (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)
I - Referência	305	29	9,51
II - Taxa de fibras 1	464	60	12,93
III - Taxa de fibras 2	461	50	10,85

Fonte: Autor, 2017.

Ao analisar a Tabela 14 é possível notar que os blocos de concreto reforçados com fibras de aço resistiram a cargas superiores aos blocos sem adição de fibras. Além disso, por mais que os teores de fibras fossem diferentes, o aumento da carga suportada devido à incorporação de fibras ao concreto foi praticamente o mesmo, valor próximo a 50%. Outro fato que pode ser observado é que as cargas máximas suportadas pelos blocos que atingiram ao colapso foram consideravelmente diferentes das cargas previstas.

Outra situação analisada em relação à força resistida máxima são as combinações possíveis das chapas metálicas utilizadas para simularem as seções dos pilares e das estacas. Fixou-se a seção do pilar e observou os valores dos três ensaios por grupo com as seções que possuem comprimento e largura iguais. As Tabela 15, Tabela 16 e Tabela 17 expõem a carga média máxima suportada, o desvio padrão e o coeficiente de variação (CV) por seção do pilar em cada grupo.

Tabela 15 – Carga média máxima suportada por seção de pilar para o Grupo I.

Seção para pilar (cm x cm)	Carga média máxima suportada (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)
10 x 30	319	13	13,30
10 x 20	316	20	6,30
10 x 10	282	40	14,20

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 16 - Carga média máxima suportada por seção de pilar para o Grupo II.

Seção para pilar (cm x cm)	Carga média máxima suportada (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)
10 x 30	503	2,5	0,50
10 x 20	440	96	21,80
10 x 10	448	40	8,90

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 17 - Carga média máxima suportada por seção de pilar para o Grupo III.

Seção para pilar (cm x cm)	Carga média máxima suportada (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)
10 x 30	490	21	10,30
10 x 20	484	29,5	6,10
10 x 10	409	52	12,47

Fonte: Autor, 2017.

Observando as informações das tabelas, nota-se que os blocos que foram ensaiados adotando a chapa metálica com seção 10 cm x 30 cm suportaram as maiores forças para todos os grupos, além de que esta tende a diminuir a medida que a área da seção diminui e se aproxima de um formato quadrado.

Fixando-se a seção da estaca, os valores dos três ensaios por grupo com as seções que possuem comprimento e largura iguais para os pilares estão representados nas Tabela 18, Tabela 19 e Tabela 20 com as respectivas médias das cargas máximas suportadas, os desvios padrão e os coeficientes de variação (CV) por seção de pilar em cada grupo.

Tabela 18 - Carga média máxima suportada por seção de estaca para o Grupo I.

Seção para estaca (cm x cm)	Carga média máxima suportada (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)
10 x 10	290	38,6	13,31
12,5 x 12,5	332	7	2,10
15 x 15	294	18,5	6,29

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 19 - Carga média máxima suportada por seção de estaca para o Grupo II.

Seção para estaca (cm x cm)	Carga média máxima suportada (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)
10 x 10	413	88,5	21,40
12,5 x 12,5	494	17,6	3,56
15 x 15	484	18	3,72

Fonte: Autor, 2017.

Tabela 20 - Carga média máxima suportada por seção de estaca para o Grupo III.

Seção para estaca (cm x cm)	Carga média máxima suportada (kN)	Desvio padrão (kN)	CV (%)
10 x 10	409	52	12,70
12,5 x 12,5	461	73,9	16,03
15 x 15	489	17,3	3,54

Fonte: Autor, 2017.

Fazendo a análise dos dados das tabelas acima, percebe-se que há uma tendência de seções maiores de estacas contribuírem para o aumento da força máxima resistida pelos blocos, lembrando que todos foram analisados dentro do mesmo grupo. Houve um aumento de aproximadamente 20% na resistência para os modelos incorporados com fibras de aço. Já para os blocos do grupo sem fibras, houve um aumento de aproximadamente 15%. Contudo, para o Grupo I e o Grupo II, foi a seção de estaca 12,5 cm x 12,5 cm, combinada com as maiores seções de pilares para ambos taxas de fibras, que mostrou contribuir para as maiores cargas máximas suportadas pelos blocos, por exemplo, dos sete blocos que não atingiram a ruptura, dois foram ensaiados com a combinação 12,5 cm x 12,5 cm para estaca e 10 cm x 20 cm para o pilar e o restante com o pilar 10 cm x 30 cm. Esse fato levanta a possibilidade de haver uma interação ideal entre a taxa de fibras adicionada ao concreto e a seção sobre a qual está sendo aplicada a força, ou seja, um volume de fibras que quando adicionado ao concreto, pode existir uma seção para que ambos atuem em conjunto contribuindo para o aumento da resistência dos blocos.

De modo geral, esse acréscimo da carga máxima suportada pelos blocos reforçados com fibras de aço pode estar relacionado com o retardamento da velocidade de propagação de fissuras durante o carregamento, já que a presença das fibras que trabalham como ponte de transferência de tensões pelas fissuras contribui para que o concreto seja capaz de absorver mais energia e que, consequentemente, contribui para uma melhor ductilidade do material, minimizando o seu comportamento frágil, isto é, atingir a sua ruptura de forma inesperada. O fato das fibras serem elementos descontínuos e distribuídos de forma aleatória na matriz favorece para que haja um reforço no bloco em geral, ao invés de favorecer apenas um local específico, como acontece com as armaduras convencionais.

6.4 Modo de ruptura dos blocos

Durante os ensaios, observou-se também o modo de ruptura dos blocos. Para aqueles sem fibras incorporadas, os blocos se romperam em partes, enquanto os outros apresentaram um modo de ruptura em que não ocorreu segregação de partes dos blocos, apenas grandes fissuras ao longo do bloco, principalmente nas direções de maiores dimensões para pilares 10 cm x 20 cm e 10 cm x 30 cm, que indicavam que esse elemento havia atingido seu colapso total.

Ao decorrer do ensaio e da aplicação manual de carga ao bloco, foi reparado que para os blocos referência fissuras aparentes não surgiam nas faces, o modelo se rompia subitamente. A Figura

24 mostra as fases de propagação da fissura responsável pela ruína repentina do bloco sem adição de fibras, fato que acontece em milissegundos. A Figura 25 ilustra como um bloco do Grupo I se partia ao atingir sua ruína.

Figura 24 – Fases de propagação de uma das fissuras responsável pela ruína de um bloco sem adição de fibras de aço.



Fonte: Autor, 2017.

Figura 25 – Blocos partidos após atingir sua ruína.



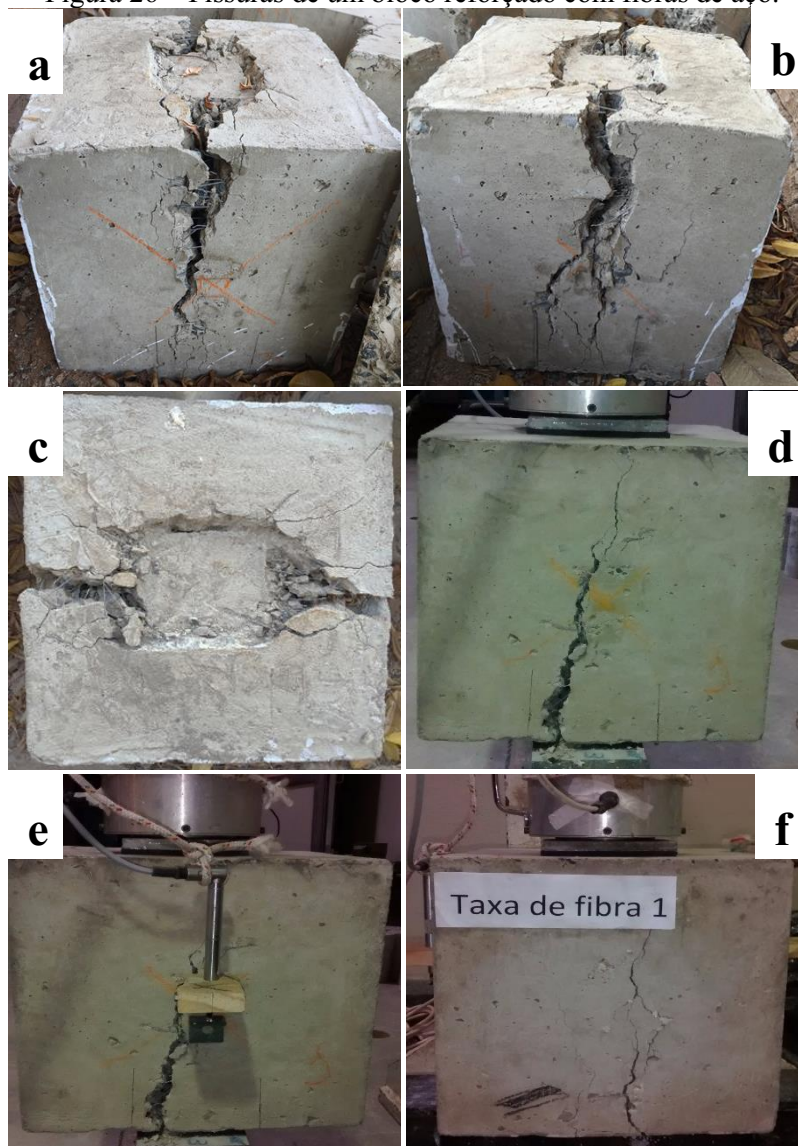
Fonte: Autor, 2017.

Entretanto, para os blocos reforçados com fibras, poucos segundos antes de acontecer a sua ruptura, era possível visualizar fissuras que aumentavam de tamanho à medida que o bloco se aproximava de sua força última, alertando que esse elemento estava prestes a entrar em colapso.

Ultrapassado o pós-pico de carregamento do bloco, as fibras de aço colaboraram para que o concreto tivesse uma maior capacidade de suportar as forças aplicadas até o momento em que ocorreu o arrancamento ou a ruptura das fibras que costuravam as fissuras. As Figura 26a e Figura 26b mostram as grandes fissuras responsáveis pelo colapso de um dos blocos reforçados com fibras de aço. Durante os ensaios notou-se que essas maiores fissuras ocorreram nas faces laterais e para dois dos nove blocos ensaiados na direção das maiores dimensões das estacas. Na Figura 26c observa-se que a chapa metálica que simulava o pilar penetrou uma certa profundidade no bloco, fato que confirma que a adição de fibras favorece a matriz uma maior capacidade de deformação até a sua ruptura. Já nas Figura 26d, Figura 26e e Figura 26f nota-se a propagação das fissuras em diferentes faces antes da ruptura dos blocos.

Como já mencionado na seção 4.2, devido ao fato da carga ser aplicada em uma área parcial da face, o bloco fica suscetível a um estado múltiplo de tensões, tensões de compressão na direção do eixo da peça e tensões de tração, (tensões de fendilhamento), nas direções transversais. Assim, as fissuras verticais na parte central das faces laterais, tanto dos blocos sem adição de fibras de aço quanto para os blocos reforçados que atingiram a ruptura, ocorreram por conta dos esforços de tração que se manifestaram nessa região.

Figura 26 – Fissuras de um bloco reforçado com fibras de aço.



Fonte: Autor, 2017.

6.5 Avaliação da rigidez dos blocos

Para a avaliação da rigidez, os resultados obtidos de cada bloco ensaiado foram plotados em gráficos carga *versus* deformação. As deformações foram calculadas a partir da divisão dos deslocamentos obtidos pela distância em que os LVDTs se encontravam (26,7 mm).

Para a análise dessa propriedade mecânica, observou-se a inclinação de cada curva para cada variância analisada. A primeira variância correspondeu à fixação das seções dos pilares e das estacas, para então, verificar o comportamento dos blocos para os diferentes teores de fibras. Cada combinação de pilar com estaca possui três curvas possíveis. Uma para o bloco do Grupo

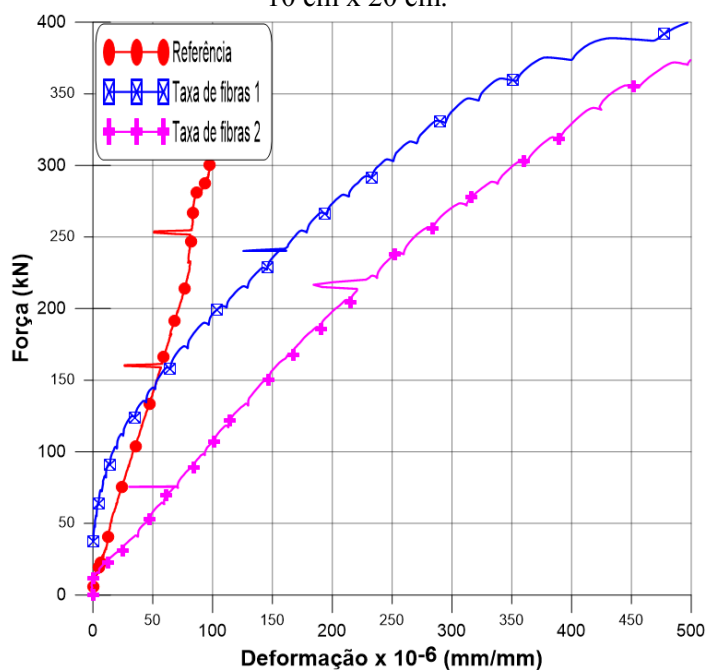
I - sem adição de fibras, outra para o Grupo II - taxa de fibra 1 (0,64%) e a última para o Grupo III - taxa de fibra 2 (0,77%). Os gráficos para essa variância estão plotados no Apêndice D.

O ensaio 6 pertencente ao bloco do Grupo I, ou seja, sem adição de fibras, com seção da estaca de 12,5 cm x 12,5 cm e seção do pilar de 10 cm x 10 cm não forneceu valores de deslocamentos coerentes ao ponto de serem usados na análise das variâncias, isto é, nenhum dos dois LVDTs realizou a leitura corretamente. Esse problema ocorreu devido a alguma falha no momento de execução desse ensaio específico, esta que pode estar ligada a má colocação dos LVDTs nos suportes de madeira colados às faces dos blocos ou a algum problema relacionado ao *software* utilizado.

Observando a inclinação da curva de cada ensaio é possível notar que houve uma queda da rigidez dos blocos incorporados com o teor de fibra de 0,64% para os com teor de 0,77% para os blocos com pilares maiores (10 cm x 30 cm e 10 cm x 20 cm) combinadas com as seções de estacas de 10 cm x 10 cm e 15 cm x 15 cm. Por outro lado, os blocos ensaiados com o pilar 10 cm x 10 cm houve um aumento da rigidez dos blocos com teor de fibra de 0,64% para os com teor de 0,77%. A ocorrência desse fato incita que as dimensões das estacas influenciaram na rigidez dos blocos, independentemente ao qual grupo pertenciam. É possível notar o comportamento da queda de rigidez no gráfico ilustrado na Figura 27 para a seção de estaca 15 cm x 15 cm e seção de pilar 10 cm x 20 cm. Já a Figura 28 mostra o gráfico carga por deformação para o bloco com seções 10 cm x 10 cm tanto para o pilar quanto para a estaca.

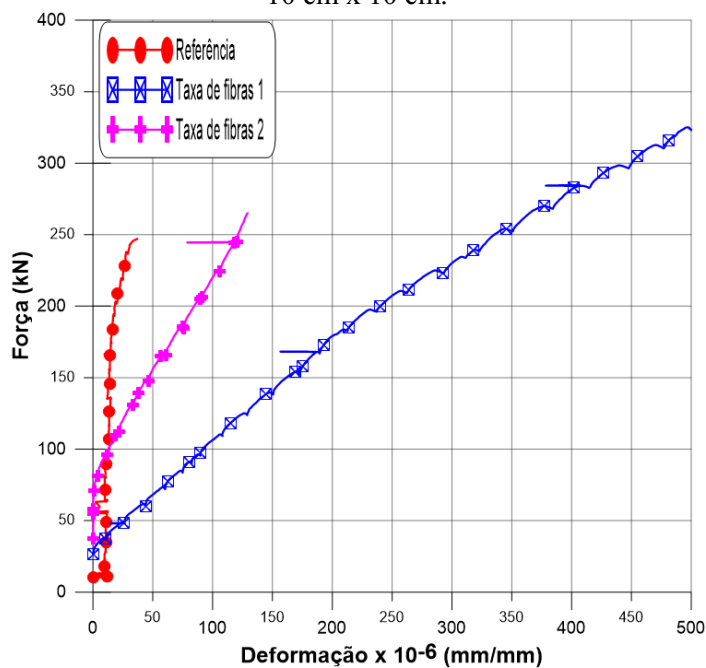
Contudo, o comportamento supracitado ocorre de forma contrária para os blocos ensaiados com a seção de estaca 12,5 cm x 12,5 cm. Nesse caso, para os maiores pilares houve um aumento da rigidez a partir dos blocos pertencentes ao Grupo II. Para os blocos com pilar 10 cm x 10 cm, a rigidez diminuiu do bloco com teor de fibras de 0,64% para o com teor de 0,77%. Essa ocorrência sustenta mais ainda a possibilidade de haver uma combinação ideal entre o volume de fibras de aço incorporadas ao concreto e a seção sobre a qual está sendo aplicada a carga que potencialize o comportamento do bloco para suportar maiores forças e possuir uma rigidez ideal.

Figura 27 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com seções de estaca 15 cm x 15 cm e pilar 10 cm x 20 cm.



Fonte: Autor, 2017.

Figura 28 - Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com seções de estaca 10 cm x 10 cm e pilar 10 cm x 10 cm.



Fonte: Autor, 2017.

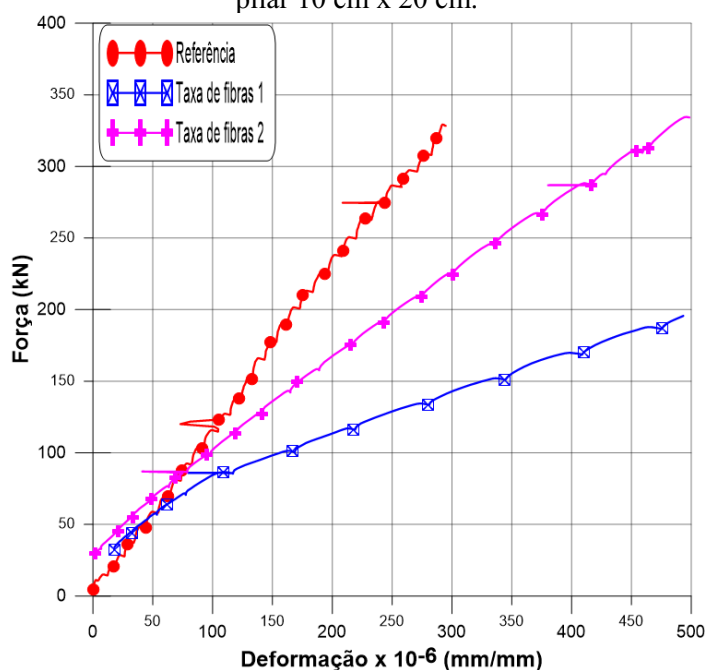
A partir dos gráficos plotados no Apêndice D, é possível observar que para a mesma carga, fixando a mesma seção de pilar e a mesma seção de estaca para os três blocos, a deformação aumenta nos dois modelos reforçados com fibras. Isso ocorre porque as fibras ao cruzarem as fissuras passam a trabalhar como pontes de transferência de tensão, contribuindo para que o bloco consiga se deformar

por mais tempo antes de entrar em colapso. A Figura 29 mostra a curva carga versus deformação dos blocos ensaiados com seção da estaca de 12,5 cm x 12,5 cm e seção do pilar de 10 cm x 20 cm.

Pode-se perceber que quando o bloco sem adição de fibras foi submetido a uma força de 200 kN sua deformação foi de aproximadamente 175×10^{-6} mm/mm, enquanto que para o bloco incorporado com uma taxa de fibras de 0,64% a deformação foi próxima de 500×10^{-6} mm/mm e para o bloco com taxa de fibras de 0,77%, a deformação foi de 250×10^{-6} mm/mm. Isto é, houve um ganho de aproximadamente 185% para o bloco do pertencente ao Grupo II e 43% para o modelo do Grupo III.

O aumento das deformações para os modelos em que houve adição de fibras de aço está ligado a características desse tipo de fibra que dispõe de um alto módulo de elasticidade, alta resistência à tração e ductilidade, que dessa forma, asseguram uma elevação da capacidade de absorção de energia do concreto, possibilitando que este se deforme mais antes que entre em colapso.

Figura 29 - Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com seções de estaca 12,5 cm x 12,5 cm e pilar 10 cm x 20 cm.

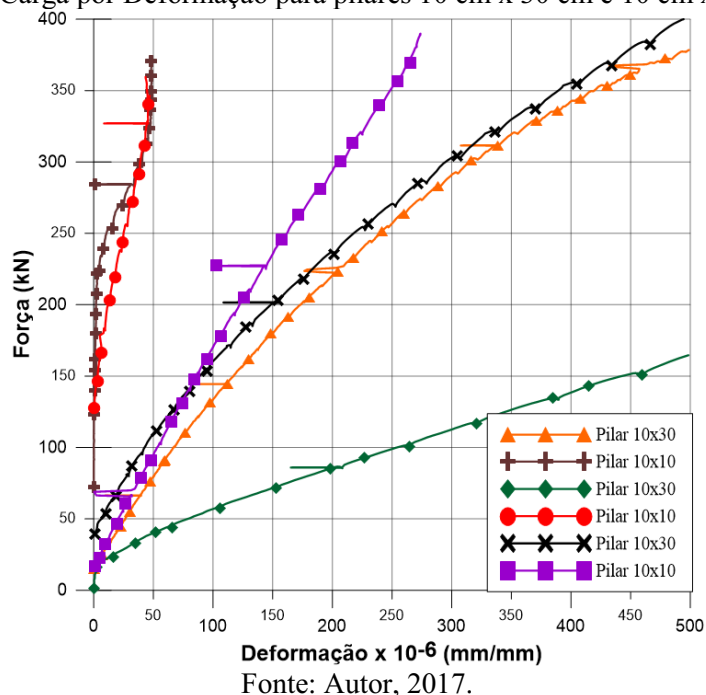


Fonte: Autor, 2017.

Para a segunda variância, fixou-se a dimensão da estaca e variou-se a dimensão da chapa metálica correspondente ao pilar do respectivo ensaio, comparando, assim, as curvas obtidas através dos ensaios de blocos pertencentes ao mesmo grupo. Os gráficos para essa variância estão representados no Apêndice E.

A partir dos gráficos, pode-se notar que há um decréscimo da rigidez à medida que as dimensões da estaca aumentam. Complementando, pilares de 10 cm x 10 cm possuem maior rigidez quando comparada à chapa metálica para o pilar de 10 cm x 30 cm. Fato que ocorre independentemente das dimensões das estacas e da variação do teor de fibras. Na Figura 30 é mostrado um exemplo onde os blocos ensaiados do Grupo II com pilar 10 cm x 30 cm possui menor rigidez que aquele com pilar 10 cm x 10 cm.

Figura 30 – Curvas Carga por Deformação para pilares 10 cm x 30 cm e 10 cm x 10 cm do Grupo II.

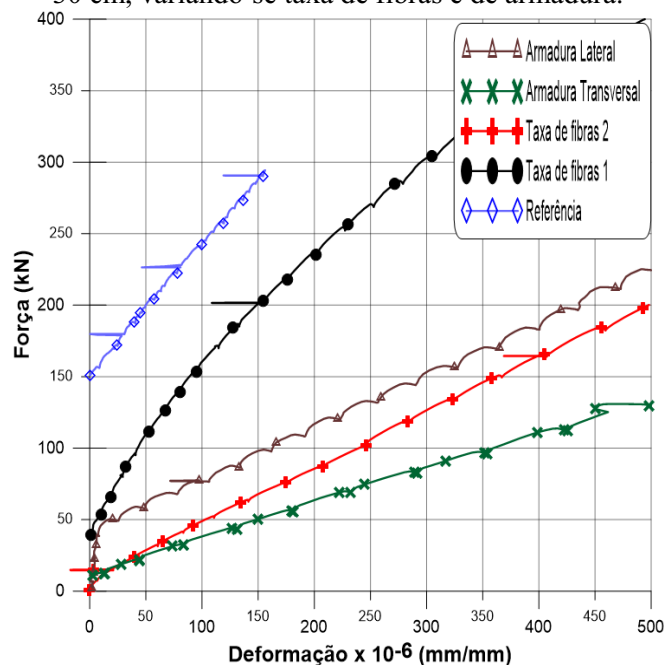


Um estudo com blocos com dimensões idênticas e sujeitos à chapas metálicas de mesmas dimensões para simular pilares e estacas foi realizado por outro autor conjuntamente a este trabalho, contudo os blocos de concreto eram armados com duas taxas distintas de armadura, além de não possuírem fibras incorporadas ao concreto. Dessa forma, escolheu-se uma seção de pilar e de estaca para analisar a deformação ocorrida nesse bloco ao longo da aplicação de carga e, posteriormente, comparar aos blocos sem adição de fibras e armadura, e aqueles com adição das duas taxas de fibras.

A Figura 31 apresenta a curva para cada situação para os blocos ensaiados com a combinação estaca 15 cm x 15 cm com pilar 10 cm x 30 cm. Pode-se observar que o bloco com a taxa de armadura denominada transversal é o que mais tende a deformar. Já os blocos reforçados com

a taxa de fibras 2 e com a armadura denominada lateral apresentam praticamente a mesma rigidez. Para os blocos armados, a armadura transversal corresponde à maior taxa de armadura.

Figura 31 - Curvas dos blocos ensaiados com a combinação estaca 15 cm x 15 cm com pilar 10 cm x 30 cm, variando-se taxa de fibras e de armadura.



Fonte: Autor, 2017.

Analisando as informações fornecidas pelo gráfico da Figura 31, em que a rigidez do bloco armado está próxima à rigidez apresentada pelo bloco de CRFA, há uma possibilidade de que a incorporação de fibras de aço ao concreto colabore para uma admissível diminuição da área de aço calculada e, conseqüentemente, em uma intensificação das capacidades resistentes de blocos de coroamento devido ao conjunto armadura mais fibras de aço. Entretanto, um estudo mais detalhado, analisando as propriedades de um concreto armado reforçado com fibras de aço, deve ser realizado para que outras conclusões mais fidedignas sejam feitas.

7 Conclusão

Em relação às propriedades mecânicas do CRFA, a adição das fibras de aço contribuiu para o aumento da resistência à tração por compressão diametral. Por mais que esta aumentou para ambas taxas de fibra, o CRFA com teor de 0,64% de fibras apresentou uma resistência média maior que a resistência à tração do CRFA com teor de fibras de 0,77%, enquanto este possui um teor de fibras mais elevado.

Quanto ao modo de ruptura dos blocos ensaiados, aqueles em que não houveram adição de fibras se romperam de forma abrupta, partindo os blocos em grandes partes, já os modelos produzidos com concreto reforçado com fibras de aço, independente da taxa incorporada, e que atingiram a ruptura, entraram em colapso sem que houvesse segregação de partes dos blocos, apenas apresentando uma grande fissura, além de ser possível notar a fissuração de forma menos repentina. Dessa forma, pode-se concluir que a presença de fibras de aço na matriz de concreto altera a velocidade de propagação de fissuras nos blocos, que passa a ocorrer de maneira mais lenta. Em relação à segurança, esse padrão de fissuração torna-se mais adequado, uma vez que há um “aviso prévio” da ruptura.

Quanto à análise das cargas suportadas em relação às deformações, os resultados obtidos sugerem que a adição de fibras ao concreto contribui para o aumento da capacidade de deformação desse material frágil que é o concreto sem reforço. Para a mesma carga aplicada em ambos os casos, as deformações suportadas pelo CRFA foram relativamente maiores quando comparado com o concreto sem adição de fibras. Assim, a incorporação de fibras de aço ao concreto contribui para que haja uma transformação de um material frágil de fratura única e de baixo consumo de energia para um material pseudodúctil, cujo comportamento mecânico exibe um melhor desempenho na absorção de sobrecargas e choques sofrendo baixos danos.

Analisando os resultados quanto às combinações de seções de pilares e estacas, percebe-se que as dimensões das estacas não influenciaram significativamente no comportamento do bloco em relação à propriedade de rigidez. Todavia, as seções dos pilares já demonstram influenciar na rigidez dos blocos tanto dos reforçados com fibras quanto dos sem fibras incorporadas. A resistência à ruptura foi menor para os ensaios em que a chapa metálica 10 cm x 10 cm para representar o pilar quando comparadas às cargas de ruptura para os pilares de seções 10 cm x 20 cm e 10 cm x 30 cm.

Os resultados encontrados apontam que pode haver uma combinação ótima entre o volume de fibras, a seção para o pilar e para a estaca para que haja um melhor desempenho na resistência ao colapso em blocos de coroamento reforçados com fibras de aço. Essa conclusão vem do fato de que alguns ensaios suportaram maiores cargas quando as chapas metálicas utilizadas eram de seções intermediárias (12,5 cm x 12,5 cm ou 10 cm x 20 cm) e quando os blocos eram os com teor de fibras de 0,64%. Isso aponta para a situação de existir um volume crítico de fibras que quando adicionado ao concreto potencializa seu comportamento em relação à sua rigidez.

Para que fosse possível conhecê-lo, seria preciso modelar e ensaiar mais corpos-de-prova com concretos reforçados com outras taxas de fibras e para as mesmas combinações de seções de pilares e estacas, para em seguida fazer uma análise mais profunda e abrangente.

Referências

ALTO QI. **Critérios de dimensionamento de blocos de fundação adotados pelo Eberick**. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br>>. Acesso em: 09 abr. 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 544.1R**: State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. ACI committee, 1996. Reapproved 2002. 66 p.

_____. **ACI 544.3R**: Guide for Specifying, Proportioning, Mixing, Placing, and Finishing Steel Fiber Reinforced Concrete. ACI committee, 1993, 10 p.

_____. **ACI 544.3R**: Guide for Specifying, Proportioning and Production of Fiber-Reinforced Concrete. ACI committee, 2008, 16 p.

ARIF, M. A. **Avaliação da medida de tenacidade do concreto reforçado com fibras de aço**. 2014. 156 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto: Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2003. 6 p.

_____. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007. 9 p.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

_____. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

BARROS, R. **Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento**. São Carlos, 2009. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BASTOS, P. S. S. **Blocos de Fundação**. Notas de aula, 2013. Bauru, UNESP.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre reinforced cementitious composites**. 2^a ed. United Kingdom. Elsevier, 2007.

BLÉVOT, J.; FRÉMY, R. **Semelles sur piex**. Anales d'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. 1967. Paris, v. 20, n. 230, p. 223-295, fev.

CONCRETO & CONSTRUÇÕES. **Concreto: material construtivo mais consumido no mundo**. São Paulo: IBRACON, 2009, 80 p.

DELALIBERA, R. G. (2006). **Análise experimental e numérica de blocos de concreto armado sobre duas estacas submetidos à ação de força centrada e excêntrica**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras de aço**. Boletim Técnico (BT/PCC/260). São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2000.

_____. **Concreto reforçado com fibras**. 2011. 247 p. Tese (Livre Docência) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, São Paulo, 2011.

_____. **Os desafios para o uso do concreto reforçado com fibras como material estrutural**. In.: 56º Congresso Brasileiro do Concreto, Natal. Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). São Paulo, 2014.

FUSCO, P. B. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1994. São Paulo, Editora Pini Ltda.

MUNHOZ, F. S. (2004). **Análise do comportamento de blocos de concreto armado sobre estacas submetidos à ação de força centrada**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

OLIVEIRA, L. M. **Diretrizes para projeto de blocos de concreto armado sobre estacas**. 2009. São Paulo. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo.

PASA, V. F. **Análise do Comportamento de Estruturas de Concreto Reforçado com Fibras de Aço via Método dos Elementos Finitos**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

TOMAZ, A. G. S.; ALVES, E. C. **Projeto Otimizado de Blocos Sobre Estacas**. 2016. XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. ABMEC, Brasília, DF.

VITOR, P.C.P. **Resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal reforçadas com fibras de aço**. 217 p. Dissertação (Mestrado), Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2017.

APÊNDICE A – Ordem dos ensaios por grupos

Tabela A.1 – Ordem dos ensaios.

Ensaio	Grupo	Seção da estaca (cm x cm)	Seção do pilar (cm x cm)
1	I - Referência	10 x 10	10 x 30
2	I - Referência	10 x 10	10 x 20
3	I - Referência	10 x 10	10 x 10
4	I - Referência	12,5 x 12,5	10 x 30
5	I - Referência	12,5 x 12,5	10 x 20
6	I - Referência	12,5 x 12,5	10 x 10
7	I - Referência	15 x 15	10 x 30
8	I - Referência	15 x 15	10 x 20
9	I - Referência	15 x 15	10 x 10
10	II - Taxa de fibras 1	10 x 10	10 x 30
11	II - Taxa de fibras 1	10 x 10	10 x 20
12	II - Taxa de fibras 1	10 x 10	10 x 10
13	II - Taxa de fibras 1	12,5 x 12,5	10 x 30
14	II - Taxa de fibras 1	12,5 x 12,5	10 x 20
15	II - Taxa de fibras 1	12,5 x 12,5	10 x 10
16	II - Taxa de fibras 1	15 x 15	10 x 30
17	II - Taxa de fibras 1	15 x 15	10 x 20
18	II - Taxa de fibras 1	15 x 15	10 x 10
19	III - Taxa de fibras 2	10 x 10	10 x 30
20	III - Taxa de fibras 2	10 x 10	10 x 20
21	III - Taxa de fibras 2	10 x 10	10 x 10
22	III - Taxa de fibras 2	12,5 x 12,5	10 x 30
23	III - Taxa de fibras 2	12,5 x 12,5	10 x 20
24	III - Taxa de fibras 2	12,5 x 12,5	10 x 10
25	III - Taxa de fibras 2	15 x 15	10 x 30
26	III - Taxa de fibras 2	15 x 15	10 x 20
27	III - Taxa de fibras 2	15 x 15	10 x 10

APÊNDICE B - Os resultados de resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos para os concretos com e sem adição de fibras de aço

Tabela B.1 – Resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos para concreto do Grupo I – Referência (blocos sem adição de fibras).

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP1	22,62
CP2	25,38
CP3	24,64
CP4	21,90
CP5	18,80
CP6	20,74
Média (MPa)	22,35
Desvio Padrão (MPa)	2,45

Tabela B.2 – Resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos para concreto do Grupo II – Taxa de fibras 1 (blocos com volume de fibras de 0,64%).

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP1	36,72
CP2	35,74
CP3	34,22
CP4	33,52
CP5	34,99
CP6	-
Média (MPa)	35,04
Desvio Padrão (MPa)	1,25

Tabela B.321 – Resistência à compressão dos corpos-de-prova cilíndricos para concreto do Grupo III – Taxa de fibras 2 (blocos com volume de fibras de 0,77%).

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP1	31,67
CP2	32,46
CP3	27,10
CP4	29,44
CP5	33,75
CP6	35,77
Média (MPa)	31,70
Desvio Padrão (MPa)	3,09

APÊNDICE C - Os resultados de resistência à tração por compressão diametral dos corpos-de-prova cilíndricos para os concretos com e sem adição de fibras de aço

Tabela C.1 – Resistência à tração dos corpos-de-prova cilíndricos para concreto do Grupo I – Referência (blocos sem adição de fibras).

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP1	1,16
CP2	0,97
CP3	1,21
CP4	1,47
CP5	1,29
CP6	1,16
Média (MPa)	1,21
Desvio Padrão (MPa)	0,17

Tabela C.2 – Resistência à tração dos corpos-de-prova cilíndricos para concreto do Grupo II – Taxa de fibras 1 (blocos com volume de fibras de 0,64%).

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP1	2,68
CP2	1,82
CP3	2,06
CP4	1,95
CP5	2,11
CP6	2,07
Média (MPa)	2,12
Desvio Padrão (MPa)	0,30

Tabela C.3 – Resistência à tração dos corpos-de-prova cilíndricos para concreto do Grupo III – Taxa de fibras 2 (blocos com volume de fibras de 0,77%).

Corpo-de-prova	Resistência à compressão (MPa)
CP1	1,84
CP2	2,21
CP3	1,63
CP4	1,55
CP5	2,41
CP6	2,09
Média (MPa)	1,96
Desvio Padrão (MPa)	0,34

APÊNDICE D - Gráficos Carga *versus* Deformação para primeira variância.

Figura D.1 - Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 10 cm x 10 cm e pilar 10 cm x 30 cm.

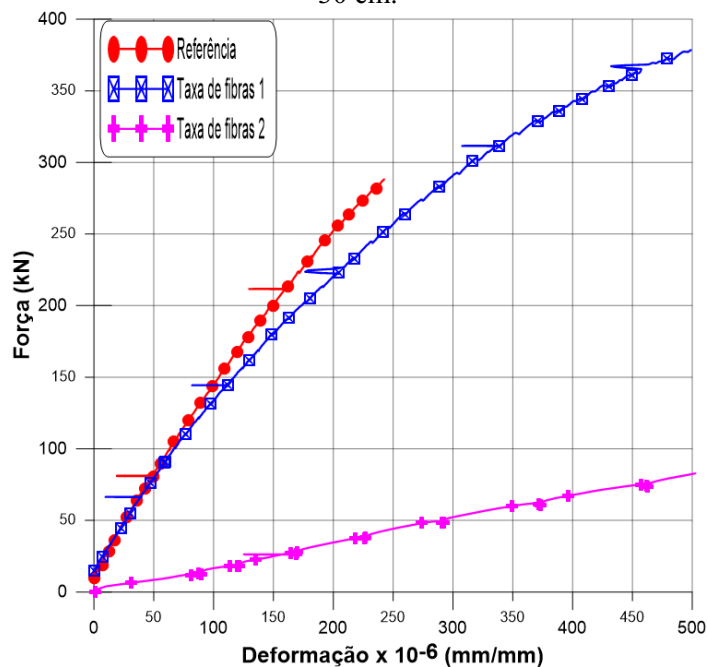


Figura D.2 - Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 10 cm x 10 cm e pilar 10 cm x 20 cm.

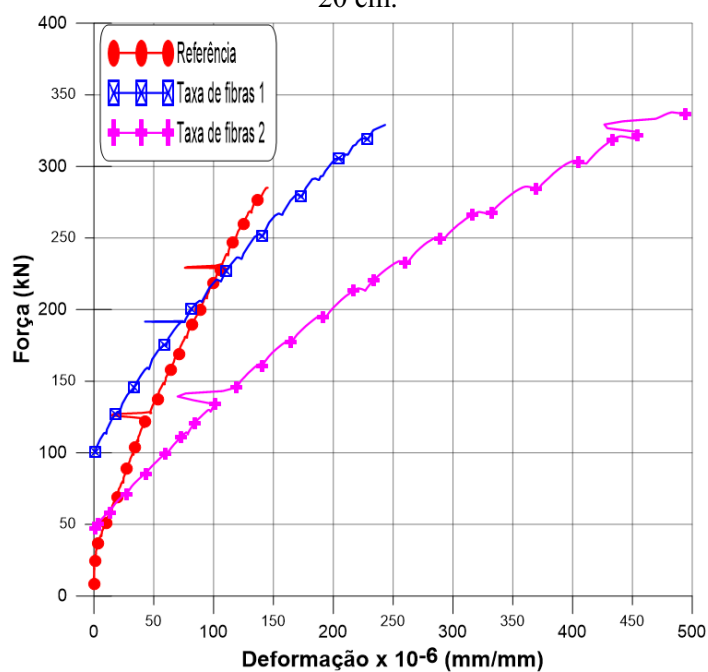


Figura D.3 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 10 cm x 10 cm e pilar 10 cm x 10 cm.

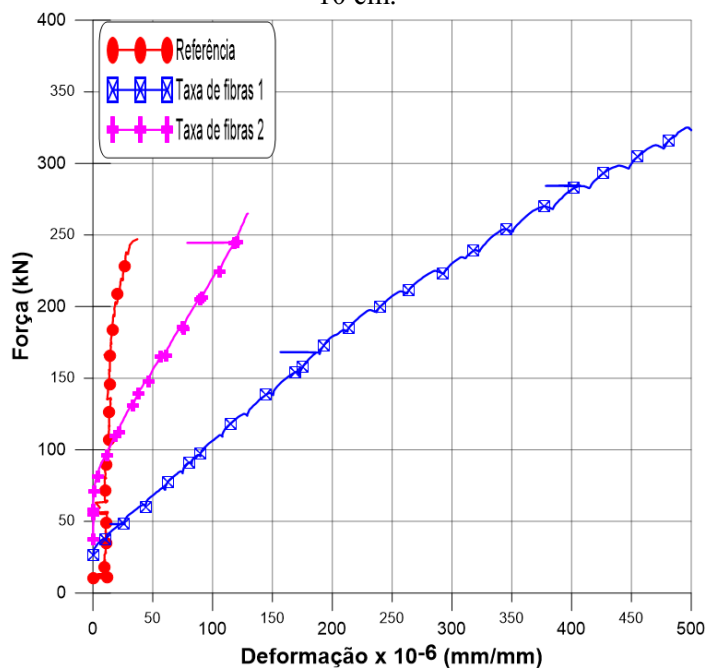


Figura D.4 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 12,5 cm x 12,5 cm e pilar 10 cm x 30 cm.

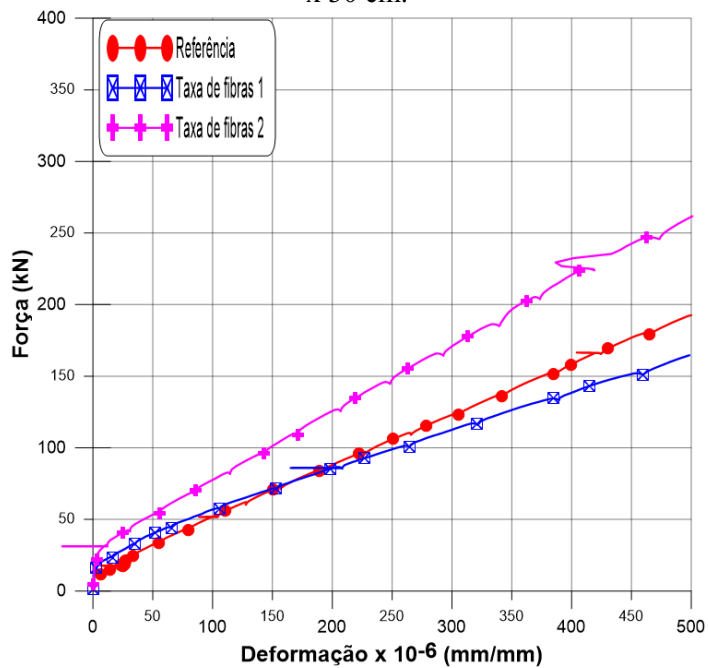


Figura D.5 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 12,5 cm x 12,5 cm e pilar 10 cm x 20 cm.

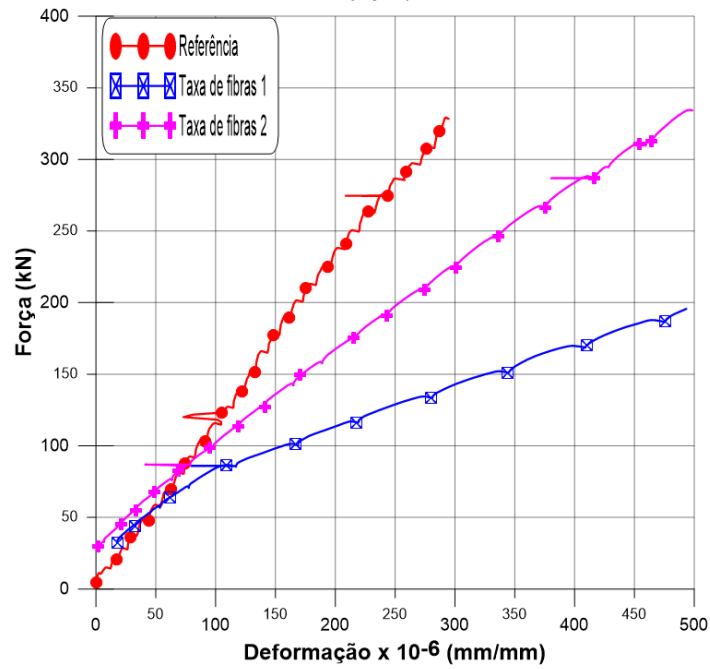


Figura D.6 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 12,5 cm x 12,5 cm e pilar 10 cm x 10 cm.

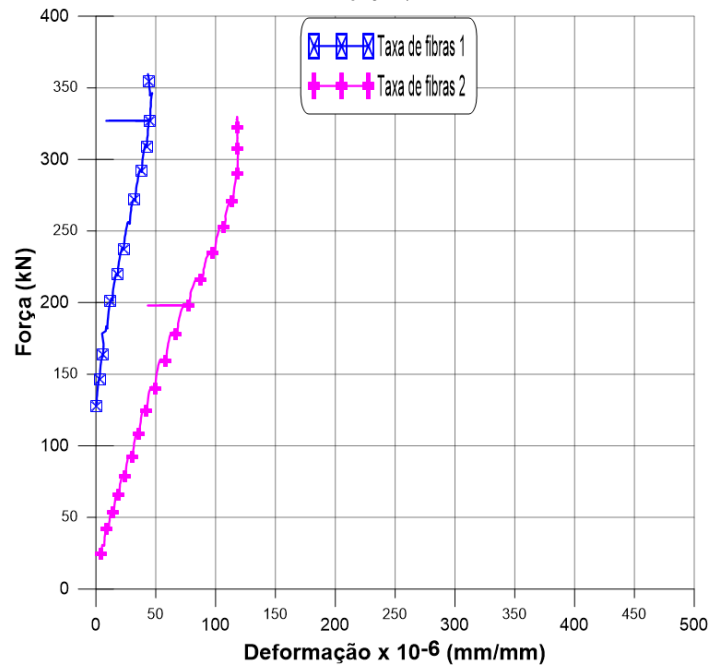


Figura D.7 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 15 cm x 15 cm e pilar 10 cm x 30 cm.

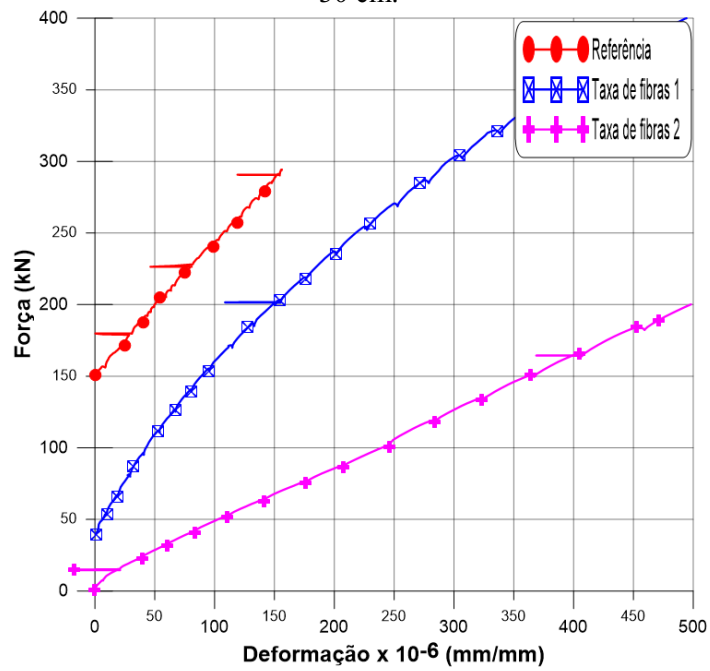


Figura D.8 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 15 cm x 15 cm e pilar 10 cm x 20 cm.

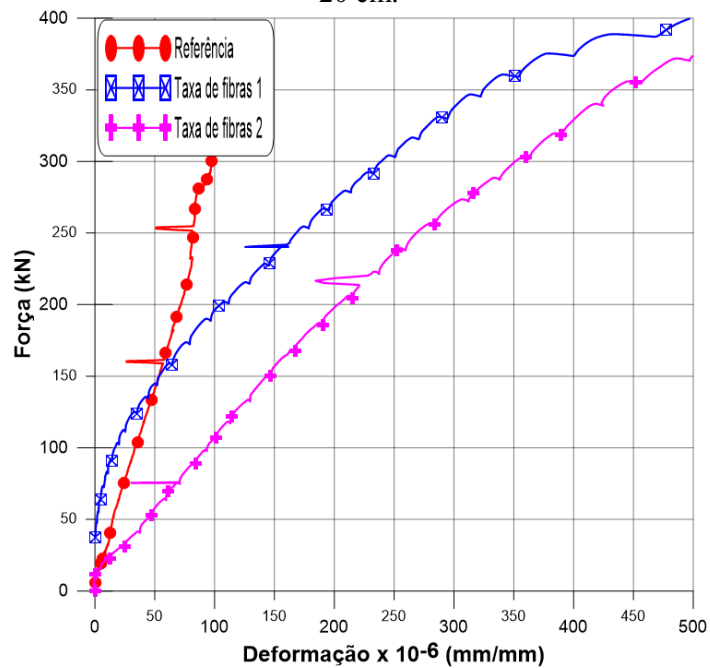
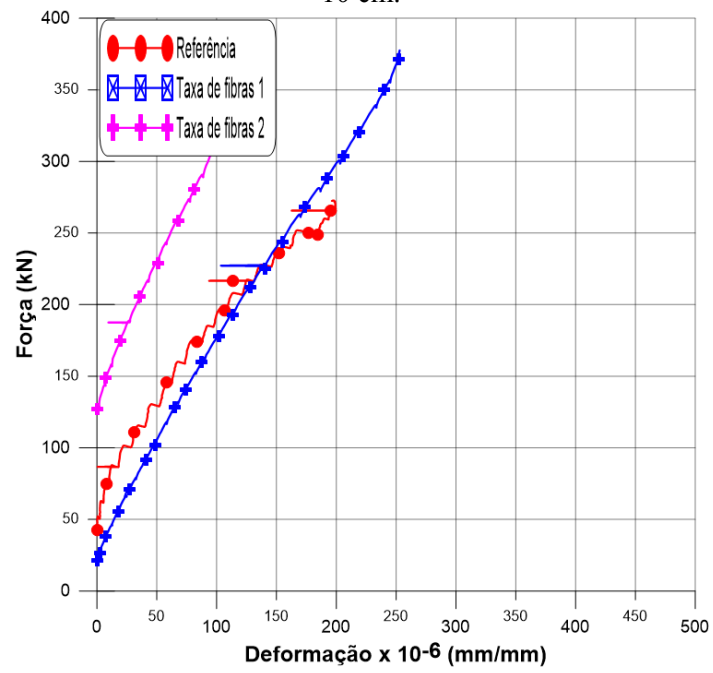


Figura D.9 – Curvas Força versus Deformação dos blocos com estaca 15 cm x 15 cm e pilar 10 cm x 10 cm.



APÊNDICE E - Gráficos Carga *versus* Deformação para segunda variância.

Figura E.1 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 10 cm x 10 cm do Grupo Referência.

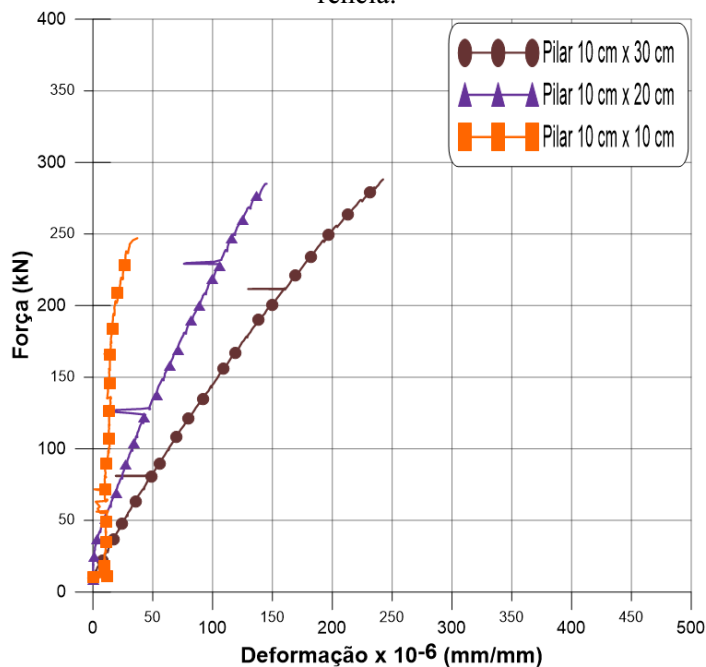


Figura E.2 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 12,5 cm x 12,5 cm do Grupo Referência.

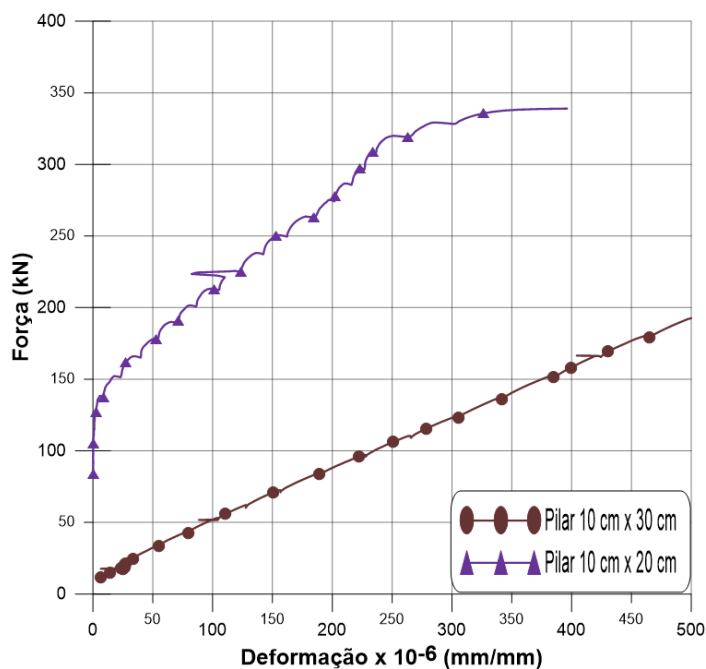


Figura E.3 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 15 cm x 15 cm do Grupo Referência.

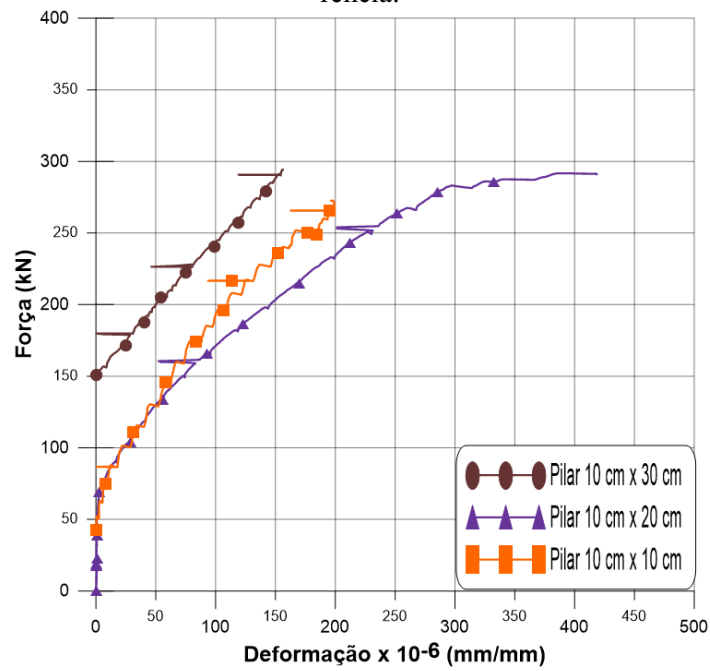


Figura E.4 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 10 cm x 10 cm do Grupo Taxa de Fibras 1.

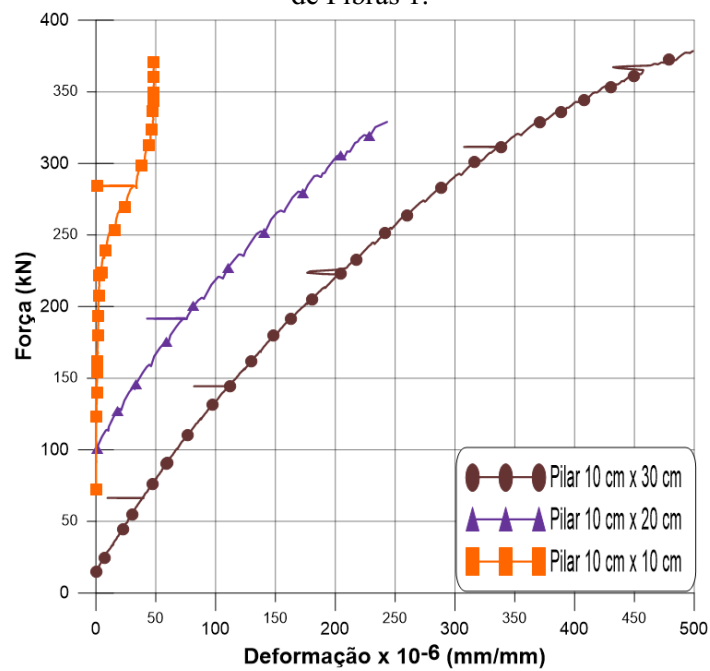


Figura E.5 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 12,5 cm x 12,5 cm do Grupo Taxa de Fibras 1.

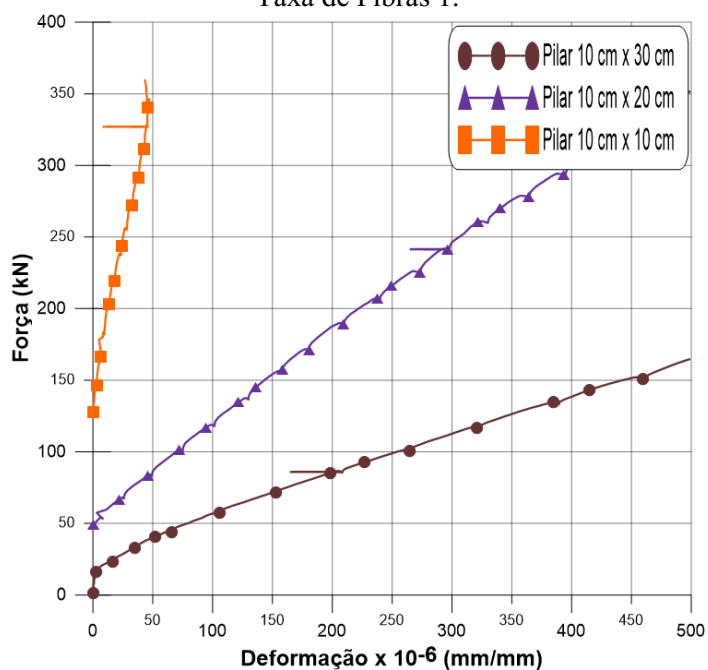


Figura E.6 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 15 cm x 15 cm do Grupo Taxa de Fibras 1.

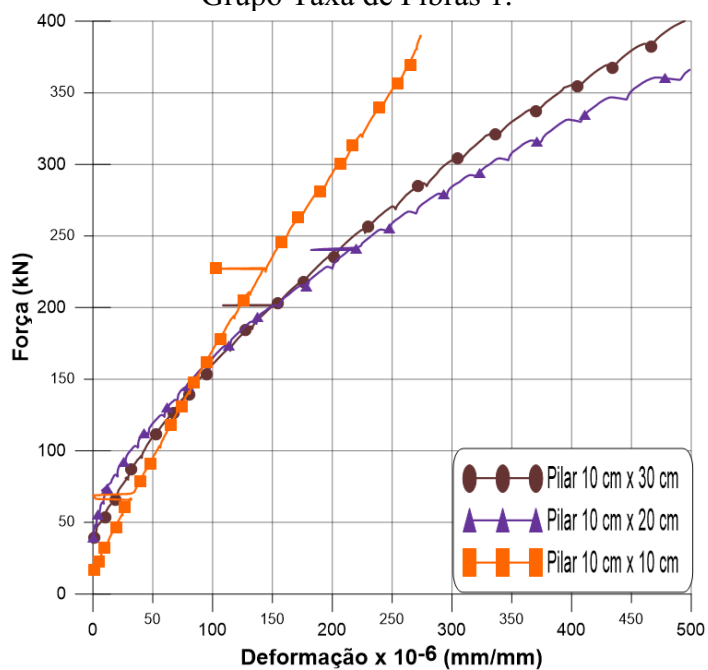


Figura E.7 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 10 cm x 10 cm do Grupo Taxa de Fibras 2.

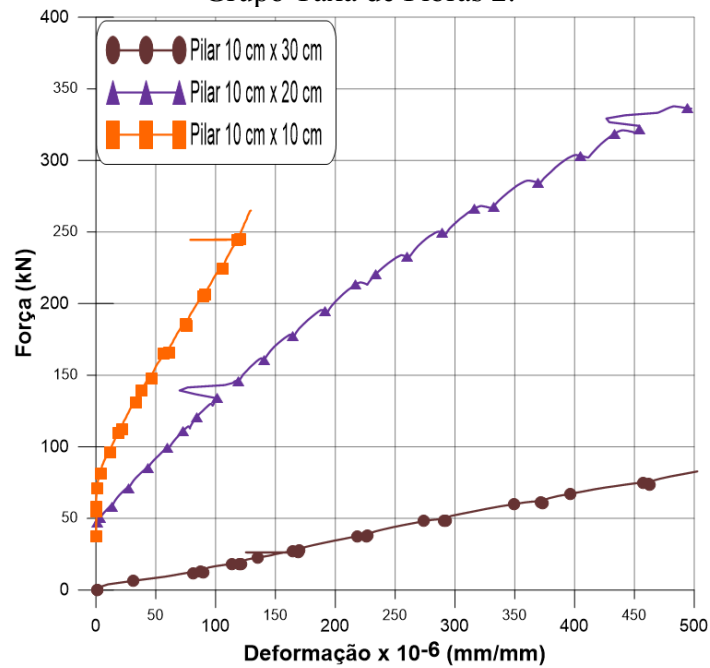


Figura E.8 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 12,5 cm x 12,5 cm do Grupo Taxa de Fibras 2.

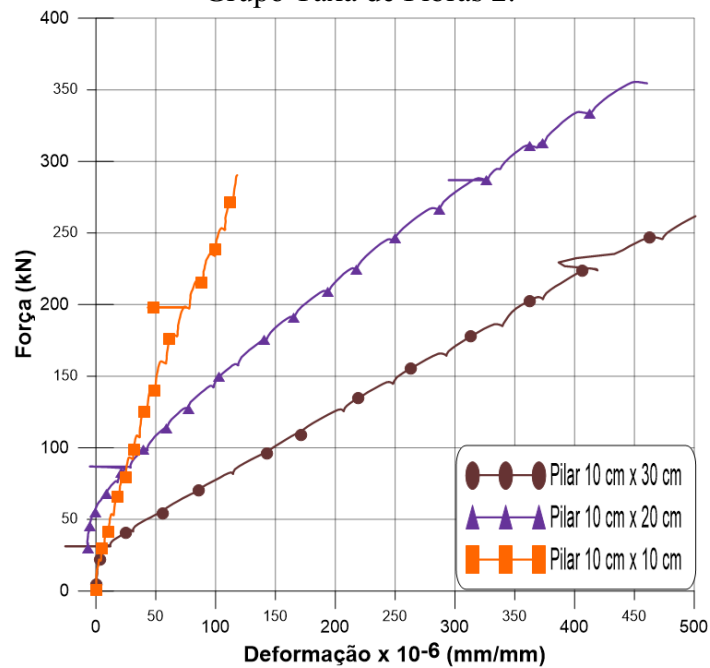


Figura E.9 – Curvas Força *versus* Deformação dos blocos com estaca 15 cm x 15 cm do Grupo Taxa de Fibras 2.

